

Projecto de Estruturas do Terminal de Cruzeiros de Leixões

Edifício do Terminal de Passageiros

LUÍS CARLOS QUESADO RODRIGUES

Relatório de Projecto submetido para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor Joaquim de Azevedo Figueiras

Co-Orientador: Engenheiro José Carlos Basto Lino

JUNHO DE 2009

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2008/2009

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2008/2009 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2009.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

Trabalho submetido a discussão pública no dia 22 de Julho de 2009 na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

CONSTITUIÇÃO DO JÚRI

PRESIDENTE DO JÚRI

Professor Doutor Francisco de Almeida Taveira Pinto
Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

ARGUENTE

Professor Doutor Paulo Barreto Cachim
Universidade de Aveiro

ORIENTADOR

Professor Doutor Joaquim de Azevedo Figueiras
Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

CO-ORIENTADOR

Engenheiro José Carlos Basto Lino
NEWTON - Consultores de Engenharia, Lda.

A meus Pais e Irmã

Um caminho de mil quilómetros começa com o primeiro passo

Lao Tsé

AGRADECIMENTOS

É com elevada consideração e respeito que agradeço ao Professor Joaquim Figueiras, toda a disponibilidade, dedicação e estímulo na orientação deste trabalho.

Ao Engenheiro José Lino, co-orientador deste trabalho, agradeço a possibilidade de o poder realizar no seio da empresa Newton Consultores de Engenharia Lda., o que permitiu não só o contacto com o mundo do trabalho mas também com um projecto muito interessante e de elevada complexidade.

Agradeço a todos os colaboradores da empresa Newton, onde fui recebido de braços abertos, sempre disponíveis para me tirar dúvidas e ajudar no que fosse necessário. Destes saliento o Eng. Nuno Inácio pela sua estrita colaboração na elaboração e revisão deste trabalho, e pelos conselhos e ajuda na elaboração do mesmo.

A todo o pessoal do Laboratório de Estruturas, que participou na elaboração e ensaio da composição de betão branco auto-compactável, capítulo que muito enriquece este trabalho, agradeço a disponibilidade e simpatia demonstrada. Em especial, quero realçar e agradecer ao Eng. Lino Maia, pela disponibilidade mais que demonstrada para tirar dúvidas sobre questões relacionadas com os ensaios. À Eng. Helena Figueiras pelos dados fornecidos e disponibilidade.

Agradeço em especial à empresa SECIL, pelo fornecimento dos materiais sem os quais não teria sido possível realizar os ensaios.

A todos os meus colegas e amigos de faculdade, agradeço os momentos bem passados ao longo destes cinco anos de estudo, que proporcionaram muitos dos melhores momentos por mim vividos. Desejo felicidades e votos de sucesso profissional a todos vós.

À futura farmacêutica Mafalda, agradeço o encorajamento e afecto demonstrado, sem dúvida uma das pedras basilares deste trabalho.

À minha irmã Rita agradeço a paciência para aturar as minhas traquinices, mesmo, quando eu próprio as considero irritantes.

De forma muito especial agradeço aos meus pais, Carlos Alberto e Maria Fernanda pela educação que me deram, por me terem proporcionado todas as condições para poder chegar a este patamar na minha vida e por terem confiado nas minhas decisões e opções.

RESUMO

A decisão de dotar o Porto de Leixões com um novo terminal de passageiros, como forma de colocar a região norte do país na rota dos grandes cruzeiros internacionais, motivou o lançamento dum concurso, no início do ano de 2009, para a execução das obras marítimas deste terminal no qual será incluído um Edifício de Terminal de Passageiros cujo concurso será lançado mais tarde.

É sobre o projecto do Edifício de Terminal de Passageiros que o presente trabalho se debruça, procurando dar conta dos aspectos mais peculiares do projecto de construção deste edifício que, pela sua beleza arquitectónica será, por si só, um ponto de interesse turístico, e um ex-líbris da região do Porto nos cartazes turísticos dos cruzeiros marítimos. Sob o aspecto técnico de concepção e construção, será um desafio para a engenharia ultrapassar as dificuldades que as formas arrojadas do projecto de arquitectura lhe colocam.

Ao começar por fazer uma breve descrição do edifício e da sua concepção estrutural, abordando os materiais a utilizar, as acções consideradas importantes no comportamento do edifício e o tipo de estrutura, fica feito o enquadramento para que sejam abordados e desenvolvidos os aspectos mais importantes que serão tratados em capítulos autónomos.

Os elementos mais singulares deste edifício serão realizados em betão branco auto-compactável, material de utilização reduzida em Portugal, o que associado aos condicionalismo decorrentes da localização do edifício, em ambiente marítimo, levaram à realização de uma série de testes laboratoriais para conhecer algumas características e avaliar a sua aplicabilidade.

O recurso à modelação computadorizada é actualmente o método mais comum no estudo do comportamento dos edifícios. O modelo realizado para estudar o comportamento do edifício do Terminal de Cruzeiros de Leixões, dadas as formas arrojadas do mesmo, resultou num modelo extremamente complexo e cuja análise será também alvo deste estudo.

Por fim, cada vez mais, em projectos de elevada complexidade e custo, há vantagens em instrumentar o comportamento da estrutura desde a fase de obra, pelo que se realizará uma proposta de projecto de monitorização. Deste modo tendo em conta a agressividade do meio em que o edifício está implantado consegue-se prever patologias atempadamente, evitando degradação excessiva do edifício e assim evitando intervenções de fundo.

PALAVRAS-CHAVE: Novo Terminal de Cruzeiros de Leixões, Projecto de Estruturas, Betão Branco Auto-Compactável, Método Elementos Finitos, Projecto de Monitorização.

ABSTRACT

The decision to equip the seaport of Leixões with a new passenger terminal, as a way to place the northern region on the route of the major international cruises, led to the launch of a tender at the beginning of the year 2009, for the execution of nautical works of the terminal, in which includes the Passenger Terminal Building which tender will be launched later.

The present work focuses on the project for the Passenger Terminal Building, trying to explore the most peculiar aspects of the construction project of the building which, because of its architectural beauty, it will probably become an icon of the Oporto region, and by the technical and conceptual point of view, it will present several engineering challenges because of the unusual design in several elements of the architectural project.

The work will start with a brief description of the building and its structural design covering the materials to be used, the loads considered and the type of structure. This will lead the reader to the most important issues of this building which will be developed in separate chapters.

The most singular elements of the building will be made of white self consolidating concrete, material of sparse utilization in Portugal, which associated with the constraints due to the building localization, in a marine environment, led to a series of laboratory test in order to determine its features and evaluate its applicability.

The use of computer modeling is currently the most common method of study when it comes to the behavior of buildings. The model made to study the behavior of the building of the Leixões Cruise Terminal, due to its bold shapes, resulted in a very complex model and will be a part of the study.

Finally, more and more, in complex and expensive projects, there are advantages in doing an instrumentation project, since the beginning of the works, so a proposal of a monitoring project will be part of the present work. This way, taking in account the aggressiveness of the surrounding environment, it will be possible to predict pathologies, in order to avoid excessive degradation of the building and to shun major interventions.

KEYWORDS: Cruise Terminal of Leixões Seaport, Structural Project, White Self Consolidating Concrete, Finite Element Method, Monitoring Project.

Índice Geral

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
ÍNDICE GERAL	vii
ÍNDICE DE FIGURAS	xi
ÍNDICE DE TABELAS	xv

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. O Projecto do Terminal de Cruzeiros de Leixões.	3
1.1.1. Âmbito do Edifício	3
1.1.2. Localização do Edifício	5
1.1.3. Descrição do Edifício	8
2. CONCEPÇÃO ESTRUTURAL	11
2.1. Desenvolvimento do Projecto	11
2.2. Materiais	12
2.2.1. Betão	12
2.2.2. Armadura de Reforço	13
2.2.3. Elementos Metálicos	14
2.2.4. Armadura de Pré-Esforço	14
2.3. Acções e Combinações	14
2.3.1. Cargas Permanentes e Sobrecargas	15
2.3.2. Acção Devido à Retracção e Variações de Temperatura	15
2.3.3. Impulso de Terras	15
2.3.4. Acção do Vento	16
2.3.5. Acção Sísmica	16
2.3.6. Acções Acidentais	16
2.3.7. Combinações	16
2.4. Tipo de Estrutura	17
2.4.1. Infra-Estrutura	17
2.4.2. Superestrutura	18

3. BETÃO BRANCO AUTO-COMPACTÁVEL	21
3.1. Tecnologias	21
3.1.1. Betão Auto-Compactável	21
3.1.1.1. Origem e objectivos do Betão Auto-Compactável	21
3.1.1.2. Desenvolvimento do Betão Auto-Compactável	22
3.1.1.3. Materiais de um Betão Auto-Compactável	23
3.1.1.4. Mecanismos de obtenção de um Betão Auto-Compactável	23
3.1.1.5. Exemplos práticos	25
3.1.1.6. Vantagens e desvantagens do Betão Auto-Compactável	27
3.1.2. Betão Branco	29
3.1.2.1. Objectivos na utilização	29
3.1.2.2. Materiais constituintes e características	29
3.1.2.3. Cuidados especiais	30
3.1.2.4. Exemplos práticos	31
3.1.3. Betão Branco Auto-Compactável	32
3.2. Materiais Constituintes	32
3.2.1. Composição Inicial	32
3.2.2. Cimento	33
3.2.3. Fíler Calcário	34
3.2.4. Metacaulinos	34
3.2.5. Agregados	34
3.2.6. Superplastificante	35
3.3. Nova Composição e Ensaio	36
3.3.1. Requisitos de Desempenho do betão	36
3.3.2. Estudo da Composição a Ensaiar	37
3.3.3. Composição Ensaída	40
3.4. Ensaio e Resultados	41
3.4.1. Procedimento de Amassadura do Betão	41
3.4.2. Ensaio em Betão Fresco	42
3.4.2.1. Ensaio da mesa de espalhamento e T_{500}	42
3.4.2.2. Ensaio do funil em V	43
3.4.2.3. Ensaio da caixa em L	44
3.4.2.4. Ensaio de segregação pelo peneiro	46

3.4.3. Ensaio em Betão Endurecido	47
3.4.3.1. Ensaio para a determinação do módulo de elasticidade	47
3.4.3.2. Ensaio de resistência à compressão	48
3.4.3.3. Estudo da retracção	49
3.4.3.4. Determinação do coeficiente de difusão dos cloretos	51
3.5. Discussão dos Resultados e Conclusões	54
3.5.1. Discussão dos Resultados	54
3.5.2. Conclusões	57
 4. MODELAÇÃO COM RECURSO AO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS	 59
4.1. Software Utilizado	60
4.2. Método dos Elementos Finitos	60
4.3. O Modelo	62
4.3.1. Resumo das Tarefas Realizadas no Modelo	62
4.3.2. Modelação Geométrica	63
4.3.3. Discretização do Modelo em Elementos Finitos	65
4.3.4. Modelação dos Apoios	66
4.3.5. Modelação das Cargas	67
4.3.5.1. Carga devido ao Pré-esforço	68
4.4. Análise dos Resultados	70
4.4.1. Análise Modal	70
4.4.2. Análise da Influência do Pré-Esforço nas Lajes	75
4.4.3. Identificação dos Maiores Deslocamentos	76
4.4.4. Apresentação dos Esforços de um Elemento Estrutural	81
 5. PROJECTO DE MONITORIZAÇÃO	 83
5.1. Descrição do Sistema de Monitorização	84
5.1.1. Sensores de Corrosão	86
5.1.2. Medição da Extensão	87
5.1.3. Medição das Vibrações	87
5.1.4. Medição de Rotações	88
5.2. Localização dos Sistemas no Edifício	89
5.2.1. Sensores de Corrosão	89

5.2.2. Extensómetros	90
5.2.3. Acelerómetros	90
5.2.4. Inclínómetros	91
5.2.5. Resumo da Localização dos Sensores	92

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

95

BIBLIOGRAFIA	99
ANEXO 1	101
ANEXO 2	103

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 – Simulação da visibilidade do edifício do Terminal de Cruzeiros de Leixões, visto desde a Rotunda da “Anémoma”	1
Figura 1.2 – Edifício actual do Terminal de Cruzeiros do Porto de Leixões	3
Figura 1.3 – Modelo Computorizado do Novo edifício do Terminal de Cruzeiros do Porto de Leixões ..	4
Figura 1.4 – Maqueta do novo edifício do Terminal de Cruzeiros do Porto de Leixões	4
Figura 1.5 – A vermelho localização do projecto do Terminal de Cruzeiros de Leixões e marina de recreio.....	5
Figura 1.6 – Representação computorizada do Terminal de Cruzeiros de Leixões e sua localização ..	5
Figura 1.7 – Corrosão da armadura por “picadas” causadas pelos cloretos	6
Figura 1.8 – Volume relativo dos produtos da corrosão	6
Figura 1.9 – Efeitos da corrosão da armadura: a) fendilhação; b) descamação; c) delaminação; d) efeito nos cantos	7
Figura 1.10 – Batelão utilizado na construção	7
Figura 1.11 – Corte do edifício do Terminal de Cruzeiros de Leixões	8
Figura 1.12 – Vista 3D do edifício com acesso para a marina e para o navio.	9
Figura 1.13 – Corte parcial do edifício, com a visualização da zona da bancada.....	9
Figura 2.1 – a) Aspecto de uma “cabeça” da estaca onde se realiza o encabeçamento; b) Aspecto de parede moldada depois de realizada a escavação	17
Figura 2.2 – a) Corte estrutural da cave; b) planta da cave.....	17
Figura 2.3 – Identificação dos pilares e paredes verticais através do modelo elaborado – piso 2	18
Figura 2.4 – Identificação das caixas de escada e elevador e de paredes – piso 1	19
Figura 3.1 – Necessidade de Betão Auto-Compactável	22
Figura 3.2 – Método para alcançar um BAC	24
Figura 3.3 – Processo de design da mistura.....	25
Figura 3.4 – Maciço de Ancoragem da ponte Akashi-Kaikyō, Kobe, Japão	26
Figura 3.5 – Betonagem do tanque de armazenamento de Gás Natural Liquefeito, Osaka, Japão	26
Figura 3.6 – Torre “Landmark”, Yokohama, Japão	27
Figura 3.7 – Reservatório da Etar de Madalena	27
Figura 3.8 – Novo sistema de construção utilizando o BAC	28
Figura 3.9 – Evolução da brancura do cimento branco	29
Figura 3.10 – a) Fenómeno de migração de finos devido à vibração; b) Manchas superficiais devido a mau estado da cofragem.....	30
Figura 3.11 – a) Pavilhão do Conhecimento dos Mares – Lisboa b) Casa da Música - Porto	31
Figura 3.12 – Vigas da Igreja da Santíssima Trindade – Fátima	31
Figura 3.13 – a) Edifício do Alto do Parque – Lisboa; b) Edifício da Vodafone – Porto	32

Figura 3.14 – Curva granulométrica dos agregados	35
Figura 3.15 – a) Plano factorial para k=2; b) Plano factorial para k=3	38
Figura 3.16 – Valores medidos versus valores previstos pelo modelo ajustado: a) Para o diâmetro de espalhamento; b) Para o tempo de escoamento no funil em V	40
Figura 3.17 – Betoneira de Eixo Vertical.	42
Figura 3.18 – a) Equipamento para o ensaio de espalhamento do betão. b) Medidas do equipamento e distancias a medir, d1 e d2.....	43
Figura 3.19 – Aspecto final do ensaio de espalhamento do betão	43
Figura 3.20 – a) Equipamento para o ensaio de fluidez do betão. b) Dimensões do equipamento	44
Figura 3.21 – a) Caixa em L. b) Dimensões do equipamento.....	45
Figura 3.22 – Aspecto final do ensaio da caixa em L.....	46
Figura 3.23 – a) Aspecto do ensaio antes de levantar o peneiro; b) Aspecto final do ensaio com o material segregado	47
Figura 3.24 – a) Provete cilíndrico durante a realização do ensaio de determinação do módulo de elasticidade; b) Aspecto do gráfico da medição de um dos LVDT's.	48
Figura 3.25 – a) Aspecto de um provete cilíndrico após o ensaio de rotura à compressão; b) Curvas da relação entre a força aplicada e o deslocamento sofrido	49
Figura 3.26 – a) Extensómetro de medição continua; b) Alongâmetro e referências na face do provete	50
Figura 3.27 – Resultados obtidos na avaliação da retracção	51
Figura 3.28 – a) Dispositivo para colocação das soluções; b) Dispositivo de aplicação de corrente... ..	52
Figura 3.29 – Profundidade de penetração dos cloretos no provete 1.	54
Figura 3.30 – a) Aspecto de um provete; b) Aspecto dos três provetes cilíndricos ensaiados	55
Figura 3.31 – Intervalos de valores recomendados para o ensaio do funil e ensaio de espalhamento atendendo ao tipo de aplicação.....	57
Figura 4.1– a) Superfície em planta com malha de elementos finitos usando o método de Coons b) Superfície em planta com malha de elementos finitos usando o método de Delaunay's.....	61
Figura 4.2– Representação do modelo do edifício na totalidade - Vista 1.....	63
Figura 4.3– Representação do modelo do edifício na totalidade - Vista 2.....	64
Figura 4.4 – Corte parcial do modelo na Laje do Piso 2	64
Figura 4.5 – Modelo das lâminas.	65
Figura 4.6 – Modelo sem a representação das lâminas	65
Figura 4.7 – Exemplos da divisão em elementos finitos da estrutura.....	66
Figura 4.8 – Modelação da a) Ligação entre o edifício do terminal e a manga de acesso ao cais de embarque; b) Ligação entre o terminal e a lâmina de acesso à marina.	66
Figura 4.9 – Ligação da lâmina de acesso à marina com parede do piso -1 e 0 onde apoia recorrendo a “Rigid Links”. A castanho escuro estão definidos os nós base.....	67
Figura 4.10 – Modelação das mezanines utilizando cargas para simular o efeito desta na bancada..	67

Figura 4.11 – Perfil transversal tipo de um troço do cabo de pré-esforço nas lajes. A vermelho a representação das cargas equivalentes e dos pontos de inflexão.	68
Figura 4.12 – Aspecto da folha de cálculo desenvolvida, na zona de introdução de dados.	69
Figura 4.13 – Exemplo de aplicação das cargas equivalentes, no piso 3	69
Figura 4.14 – Primeiro modo de vibração – frequência de vibração = 3,40 Hz.....	71
Figura 4.15 – Segundo modo de vibração – frequência de vibração = 3,65 Hz.....	72
Figura 4.16 – Terceiro modo de vibração – frequência de vibração = 4,34 Hz	73
Figura 4.17 – Quarto modo de vibração – frequência de vibração = 4,54 Hz	74
Figura 4.18 – Deformação na laje: a) devido às cargas permanentes e sobrecarga; b) devido ao pré-esforço.	75
Figura 4.19 – Deformação na laje devido à actuação das cargas prementes, sobrecargas e pré-esforço.	75
Figura 4.20 – Momentos segundo o eixo X: a) Sem pré-esforço b) Com pré-esforço.	76
Figura 4.21 – Momentos segundo o eixo X com nova escala: a) Sem pré-esforço b) Com pré-esforço.	76
Figura 4.22 – Apoios da lâmina de acesso à marina.	77
Figura 4.23 – Deslocamento da lâmina de acesso à marina para a pior combinação de serviço.	78
Figura 4.24 – a) Zona das lajes de comportamento em consola; b) Deformação apresentada por esta zona.	78
Figura 4.25 – Deslocamentos Verticais. a) Laje piso 2; b) Laje piso 1.....	79
Figura 4.26 – Deformação vertical da laje do piso 1.....	79
Figura 4.27 – Localização dos pilares que descarregam sobre a lâmina.....	79
Figura 4.28 – Deslocamentos verticais na zona onde se os pilares descarregam sobre a laje.	80
Figura 4.29 – Tensões instaladas devido aos esforços axiais na zona onde descarregam os pilares.	80
Figura 4.30 – a) Localização da viga em estudo; b) Deformação da viga (a castanho).....	81
Figura 4.31 – Distâncias entre apoios da viga de bordadura do piso 1.....	81
Figura 4.32 – Diagramas de Esforços na viga: a) Esforço transversal, b) Momento de flexão c) Momento Torsor	82
Figura 5.1 – Monitorização para avaliação da integridade estrutural e apoio ao processo de tomada de decisão	84
Figura 5.2 – Exemplo de um sistema autónomo de recolha de dados.....	85
Figura 5.3 – a) Sensor de embeber no betão; b) Representação esquemática do sensor c) Eléctrodo de referência	86
Figura 5.4 – a) Extensómetro de corda vibrante de embeber; b) Extensómetro eléctrico de resistência	87
Figura 5.5 – a) Acelerómetro piezoeléctrico; b) Acelerómetro capacitivo.....	88
Figura 5.6 – Inclinómetro biaxial	88

Figura 5.7 – Frequência e velocidade médias do vento conforme o quadrante de onde provêm Porto – Serra do Pilar (1961 – 1990).....	89
Figura 5.8 – Lâmina que envolve o piso 3.....	91
Figura 5.9 – Pilar em Y	92
Figura A1.1 – Localização do referencial, dos pontos de inflexão e do meio vão.	102
Figura A1.2 – Perfil longitudinal do cabo de pré-esforço no tramo 1 do piso 1.	102
Figura A1.3 – Perfil longitudinal do cabo de pré-esforço no tramo 9 do piso 1.	102
Figura A2.1 – Localização da secção em estudo.....	103
Figura A2.2 – Esforço axial	103
Figura A2.3 – Esforço transverso	103
Figura A2.4 – Momento torsor	104
Figura A2.5 – Momentos de flexão.....	104
Figura A2.6 – Momentos de flexão para as combinações de serviço.....	104
Figura A2.7 – Corte transversal da secção em estudo.	108

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 – Sobrecargas e respectivos coeficientes de combinação	15
Tabela 3.1 – Orientações para limites de alguns constituintes	25
Tabela 3.2 – Características químicas e físicas do cimento (valores médios)	33
Tabela 3.3 – Características Mecânicas do cimento (valores médios)	33
Tabela 3.4 – Caracterização dos agregados	35
Tabela 3.5 – Características do Superplastificante.....	36
Tabela 3.6 – Classes de espalhamento	36
Tabela 3.7 – Classes de Viscosidade	36
Tabela 3.8 – Classes de capacidade de passagem	37
Tabela 3.9 – Classes de resistência à segregação	37
Tabela 3.10 – Requisitos do Betão Fresco	37
Tabela 3.11 – Correspondência entre os valores codificados e valor das diferentes variáveis no programa experimental	39
Tabela 3.12 – Valores codificados das diferentes variáveis no programa experimental.....	39
Tabela 3.13 – Composição final obtida a) Em kg/m ³ b) Nos vários rácios considerados	41
Tabela 3.14 – Resultados do ensaio de espalhamento do betão.....	43
Tabela 3.15 – Resultados do ensaio da caixa em L (H1 e H2 – média já calculada)	45
Tabela 3.16 – Resultados do ensaio da segregação pelo peneiro.....	46
Tabela 3.17 – Valores do módulo de elasticidade obtidos nos ensaios	48
Tabela 3.18 – Valores da força máxima aplicada e da resistência à compressão dos provetes	49
Tabela 3.19 – Valores da retracção para vários períodos de ensaio (x10 ⁻⁶ m/m)	51
Tabela 3.20 – Resultados do coeficiente de difusão dos cloretos encontrados.....	54
Tabela 3.21 – Resultados da resistividade, baseados na resistividade inicial	54
Tabela 3.22 – Comparação entre os resultados pretendidos e os obtidos do Betão Fresco	55
Tabela 3.23 – Relação entre valor do índice de penetração dos cloretos e a resistência à penetração de cloretos.....	56
Tabela 4.1 – Dados principais de entrada	63
Tabela 4.2 – Valores extremos para cada um dos esforços.....	81
Tabela 5.1 – Resumo da localização dos sensores.....	92
Tabela A1.1 – Coordenadas do cabo de pré-esforço para os vários tramos do piso 1.....	101
Tabela A2.1 – Esforços de cálculo utilizados.....	104

1.

INTRODUÇÃO

Portugal, país intimamente ligado ao mar, fez deste, nos tempos áureos desta velha nação, um meio de comunicação com outros povos e outras culturas. Hoje, este meio de comunicação pode continuar a ter um papel importantíssimo, não só no relacionamento com os povos mas, principalmente, na melhoria das condições económicas, enquanto país com condições para explorar todas as potencialidades que a sua extensa costa marítima lhe pode proporcionar.

As actuais exigências de melhores condições e a perspectiva de crescimento do mercado do turismo de cruzeiros, levaram a que se lançasse um concurso para a criação de infra-estruturas no Porto de Leixões, adequadas às exigências de navios de cruzeiro cada vez maiores e que proporcionassem aos visitantes condições equivalentes ou mesmo superiores ao que de melhor se pratica noutras paragens concorrentes, de forma a tornar o investimento o mais competitivo possível.

O projecto escolhido para o Terminal de Cruzeiros de Leixões apresenta uma arquitectura arrojada e singular. Como é compreensível, às grandes obras de arquitectura estão associadas grandes obras de engenharia. Assim o presente trabalho incidirá sobre o elemento mais emblemático e peculiar de todo o projecto, o edifício do terminal de passageiros. Os desafios criados pela arquitectura e a necessidade de assegurar uma durabilidade do edifício, compatível com a sua utilização, serão os aspectos alvo de discussão no presente trabalho.



Figura 1.1 – Simulação da visibilidade do edifício do Terminal de Cruzeiros de Leixões, visto desde a Rotunda da “Anémona” (AGRI-PRO AMBIENTE Consultores, S.A., 2008)

O trabalho será realizado com base nos elementos disponibilizados pela empresa responsável pelo projecto de fundações e estruturas, a *Newton, Consultores de Engenharia Lda*. O projecto de fundações e estruturas encontra-se actualmente em desenvolvimento da fase de execução, sendo que,

no entanto, o presente relatório de projecto terá como base os dados desenvolvidos para a fase de anteprojecto.

Objectivos do relatório do projecto

O objectivo principal deste relatório de projecto é o de dar a conhecer o trabalho desenvolvido pelo autor, no projecto do edifício do Terminal de Cruzeiros de Leixões.

Além da exposição do trabalho desenvolvido, procurar-se-á realizar uma análise crítica de algumas das temáticas abordadas, fornecer elementos para um melhor conhecimento do projecto e dentro dos possíveis, dar algumas indicações para o desenvolvimento do projecto.

Organização do trabalho

O presente trabalho estará organizado em seis capítulos, com os seguintes conteúdos:

No Capítulo 1, é realizada uma introdução ao projecto do Terminal de Cruzeiros de Leixões, com a descrição do edifício e dos aspectos mais gerais do mesmo.

O Capítulo 2 é reservado para a apresentação da concepção estrutural do edifício de passageiros, com a descrição dos materiais utilizados, as cargas consideradas e o tipo de elementos utilizados.

No Capítulo 3, será desenvolvido o estudo de um dos materiais utilizados no edifício, o betão branco auto-compactável, cuja aplicação é menos corrente, obrigando a um estudo da composição e do comportamento do mesmo.

No Capítulo 4, apresentar-se-á o modelo desenvolvido para o estudo dos esforços actuantes na estrutura, bem como a discussão, em alguns elementos, desses esforços. Será com base no modelo apresentado neste capítulo que se realizará o dimensionamento do edifício.

O Capítulo 5, incidirá sobre a necessidade e elaboração de recomendações relativas ao projecto de monitorização a implementar no edifício, que está previsto ser implementado.

O Capítulo 6 é reservado para as considerações finais e para algumas recomendações.

1.1. O PROJECTO DO TERMINAL DE CRUZEIROS DE LEIXÕES

1.1.1. ÂMBITO DO EDIFÍCIO

O início do movimento de passageiros no Porto de Leixões remonta à década de 60 com a construção do actual terminal localizado na doca 1 norte (Figura 1.2). Contudo, surgiu a necessidade de dotar a região do Porto e do Norte de Portugal, com um terminal moderno e competitivo.

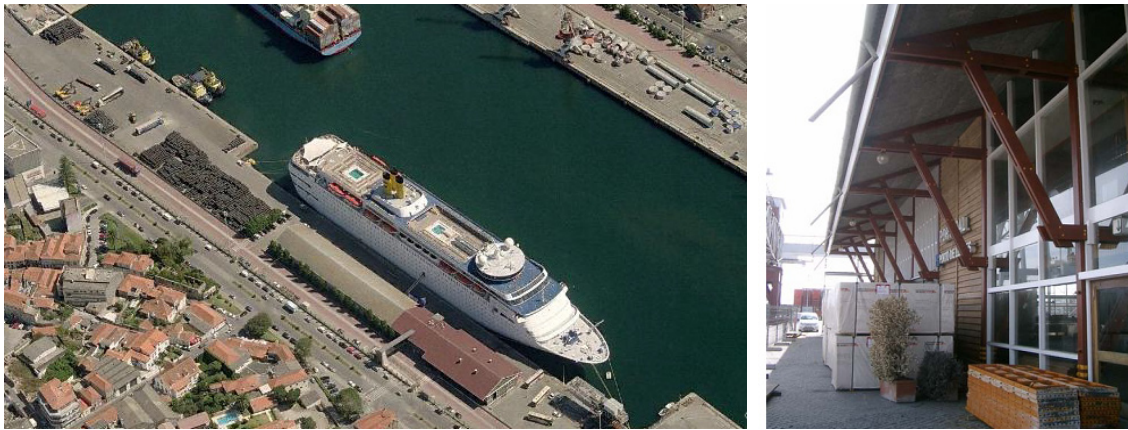


Figura 1.2 – Edifício actual do Terminal de Cruzeiros do Porto de Leixões

Em 2004, a Administração dos Portos do Douro e Leixões (APDL), elaborou o Plano Estratégico de Desenvolvimento do Porto de Leixões. No âmbito deste plano foram definidas, entre outras, duas orientações estratégicas que apontavam para a necessidade de uma maior eficácia comercial do porto e para a melhoria da sua integração urbana, gerando condições que permitissem uma melhoria das condições de sociabilidade com a comunidade urbana. A concretização destas orientações passava por um leque de acções, incluindo um novo terminal de passageiros e a concessão de espaços complementares ao referido terminal.

Actualmente assiste-se a um crescimento do tráfego mundial de passageiros associado ao turismo de cruzeiros. Em 2008, 14 milhões de pessoas tinham participado num cruzeiro, contra 8 milhões em 2001. O Porto de Leixões teve em 2008 o mais elevado número de passageiros de sempre, contabilizando-se 53 movimentos de navios de cruzeiro aos quais estão associados quase 26000 passageiros.

Em termos nacionais, o Porto de Leixões é o terceiro porto com maior movimento de cruzeiros do país e o quinto em número de passageiros. A região em que se insere possui uma oferta turística muito valiosa e distinta (Porto/Norte de Portugal) aliada a uma oferta hoteleira com capacidade e qualidade considerável, pelo que Leixões apresenta potencialidades de crescimento desta actividade.

Tendo em vista, por um lado aproveitar a capacidade de crescimento deste sector mas também tornar o próprio edifício num ponto de interesse, o qual já foi considerado uma obra de arte, a APDL seleccionou um projecto de arquitectura para o novo edifício de passageiros do Terminal de Cruzeiros de Leixões da autoria do Arquitecto Luís Pedro Silva.

O novo terminal será uma estrutura em que a arquitectura e a engenharia se associam para dar ao Porto mais uma obra de arte, a par de muitas outras que caracterizam esta cidade nortenha, como por exemplo, as diversas pontes sobre o rio Douro e, mais recentemente, a Casa da Música.

A par das suas características arquitectónicas nomeadamente no que respeita ao desenho do edifício, também a prestação do complexo adjacente ao mesmo, se caracteriza por oferecer condições de acostagem de navios muito superiores às actuais. Assim, enquanto actualmente apenas podem acostar navios de cruzeiro com 250 metros de comprimento, após a entrada em funcionamento do novo cais, passarão a poder atracar navios com 300 metros de comprimento. Também no que respeita às condições de recepção e acolhimento dos passageiros, estas serão incomparavelmente melhores, nomeadamente no que respeita à sua capacidade.

A construção desta infra-estrutura será uma mais-valia para o turismo da região, pois dotará o Porto de Leixões com condições excelentes que o colocarão em pé de igualdade e até a um nível superior em relação a outros portos inscritos nos grandes cruzeiros internacionais.

Com a construção deste edifício as previsões apontam para que em 2015, o número de passageiros a utilizar o Porto de Leixões, possa chegar aos 110 mil, com todos os benefícios para o sector do turismo que esse número proporciona.



Figura 1.3 – Modelo Computorizado do Novo edifício do Terminal de Cruzeiros do Porto de Leixões

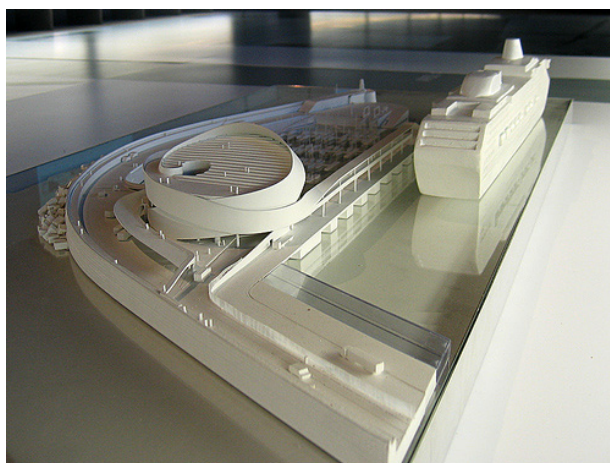


Figura 1.4 – Maqueta do novo edifício do Terminal de Cruzeiros do Porto de Leixões

O projecto do Terminal de passageiros do Porto de Leixões, para além do edifício, que albergará também um pólo de investigação marítima ligado à Universidade do Porto, inclui ainda um Porto de Recreio. A necessidade desta infra-estrutura é justificada com a crescente dinamização que o sector da

náutica de recreio apresenta nas últimas décadas, levando a uma maior procura por locais de estacionamento.

O projecto de requalificação do molhe sul possibilitará uma aproximação das pessoas com o Porto de Leixões. Ao permitir que tanto o edifício como os espaços envolventes sejam frequentados pela população, contribuí-se para o desenvolvimento de um ambiente náutico de excelência, potenciando a funcionalidade do Porto de Leixões e a identidade da cidade de Matosinhos.

1.1.2. LOCALIZAÇÃO DO EDIFÍCIO

O edifício do Terminal do Cruzeiro de Leixões estará localizado em Matosinhos, no extremo do molhe sul do Porto de Leixões, distanciando cerca de 800m da costa. Esta localização implicará grandes condicionalismos não só no projecto estrutural do edifício, mas também no processo construtivo. Apresenta-se em seguida a localização do edifício e do restante projecto.



Figura 1.5 – A vermelho localização do projecto do Terminal de Cruzeiros de Leixões e marina de recreio

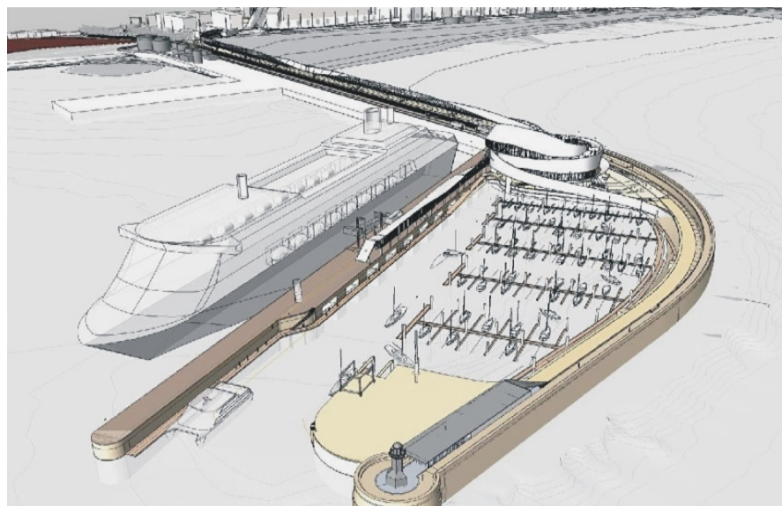


Figura 1.6 – Representação computadorizada do Terminal de Cruzeiros de Leixões e sua localização (AGRI-PRO AMBIENTE Consultores, S.A., 2008)

A localização do edifício, faz com que seja classificado como estrutura marítima. Esta classificação tem implicações diversas, nomeadamente no que diz respeito às considerações a ter com a

durabilidade dos materiais a utilizar. Neste caso, a preocupação principal diz respeito aos elementos de betão armado.

Devido à sua localização, o edifício estará sujeito ao contacto com a água do mar. Este contacto ocorrerá não só nos pisos subterrâneos, devido à presença de água no solo, mas também na superestrutura superior, devido aos salpicos da rebentação e ao transporte de humidade pelo ar. Como é sabido a água do mar é rica em cloreto de sódio. A presença do ião cloro é perigosa para as armaduras presentes no betão armado pois, ao entrarem em contacto com estas, promovem a sua oxidação, ou seja, provocam a formação de óxidos de ferro, conhecidos como ferrugem. O processo de formação dos óxidos de ferro encontra-se descrito na Figura 1.7

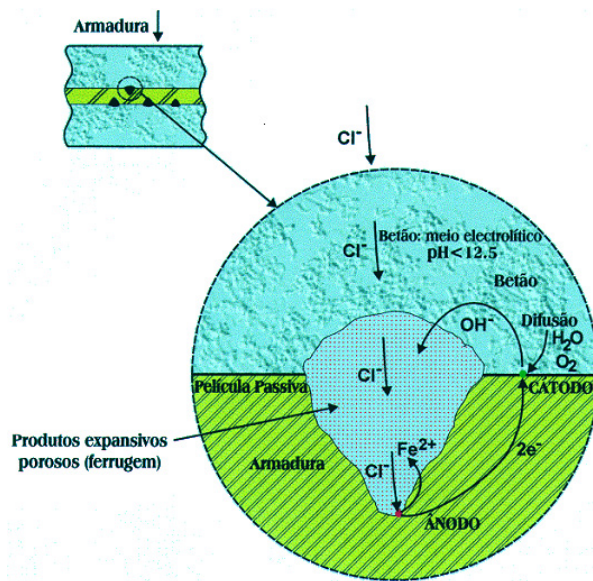


Figura 1.7 – Corrosão da armadura por “picadas” causadas pelos cloretos (Coutinho, J.d.S., 2006)

A formação destes óxidos de ferro acarreta não só a diminuição da área de secção útil da armadura, com efeitos na resistência das mesmas, mas também a ocorrência de expansões, devido ao facto de a ferrugem apresentar um volume que pode ser bastante superior ao do ferro. (Figura 1.8)

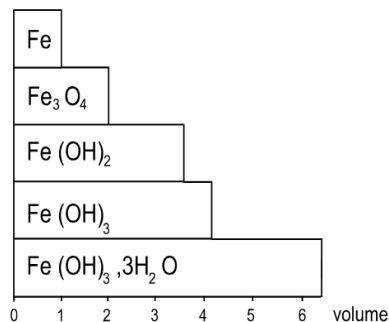


Figura 1.8 – Volume relativo dos produtos da corrosão (Coutinho, J.d.S., 2006)

Estas expansões por sua vez vão levar a que ocorra o destacamento da camada de recobrimento do betão, acelerando ainda mais o processo de corrosão.

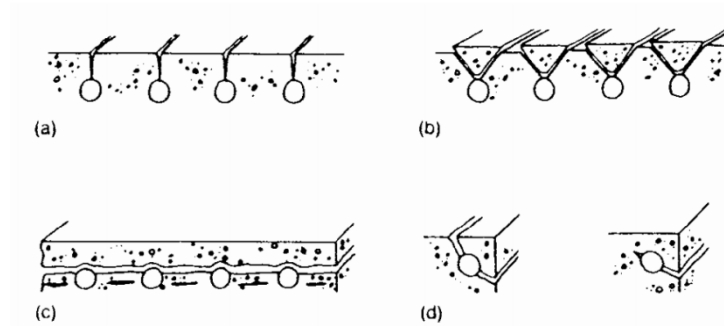


Figura 1.9 – Efeitos da corrosão da armadura: a) fendilhação; b) descamação; c) delaminação; d) efeito nos cantos (Coutinho, J.d.S., 2006)

Assim, é necessário precaver este fenómeno tomando medidas no sentido de reduzir a ocorrência do mesmo. Contudo, essas medidas de nada serviriam se, por exemplo, os materiais sofressem contaminação com cloretos antes da sua colocação, pelo que o armazenamento dos mesmos estará sujeito a precauções complementares. Por exemplo, poderá ser necessário um melhor planeamento do fornecimento do aço para a obra, para que este esteja o mínimo de tempo em exposição com o ambiente agressivo.

Outro aspecto a ter em conta em relação à localização deste edifício prende-se com o seu processo construtivo. Como facilmente se depreende, construir um edifício a 800 m da costa apresenta dificuldades acrescidas em relação a um edifício construído em terra, pelo que a construção terá de ser realizada tendo em conta esta condicionante e obrigando a um melhor planeamento das tarefas.

As primeiras tarefas a realizar serão no sentido da construção das estruturas marítimas, de forma a servirem de plataformas aos restantes elementos. Assim será realizado um aterro, na área de implantação da gare de passageiros. Este aterro poderá servir de estaleiro para as restantes estruturas a construir mas a partir do momento em que se inicie a construção do terminal de passageiros, será necessário recorrer a outro espaço. Este espaço, caso não esteja disponível no molhe sul, poderá ser encontrado fora da área do terminal, sendo no entanto obrigatório assegurar que é possível o transporte dos materiais atempadamente conforme as necessidades de construção. Outra hipótese poderá consistir na utilização de batelões (Figura 1.10) para o armazenamento e distribuição dos materiais. Apesar de existirem centrais de betão industrializadas, a poucos quilómetros do local e com boas acessibilidades, deve-se prever um espaço para localizar uma central de reserva, para que, caso ocorra alguma falha durante o fornecimento e/ou transporte do betão, essa falha seja colmatada com o betão produzido nessa central, permitindo betonagens contínuas.



Figura 1.10 – Batelão utilizado na construção

1.1.3. DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO

No âmbito do presente trabalho, far-se-á em seguida uma descrição sumária do edifício de passageiros do Terminal de Cruzeiros de Leixões.

O Edifício da Estação de Passageiros está implantado junto ao molhe sul do actual Porto de Leixões e tem dimensões máximas, em planta de, 98 m x 75 m. A altura máxima do edifício é de 40 m, desenvolvendo-se ao longo de 4 pisos acima da soleira, sendo que a cobertura será constituída por uma bancada, e existirá um piso abaixo da soleira, a cave. Entre os pisos superiores, existem duas mezanines. O núcleo do edifício é envolvido em paredes/lâminas. O termo lâminas advém do efeito arquitectónico proporcionado por estas, e será a designação utilizada no presente trabalho.

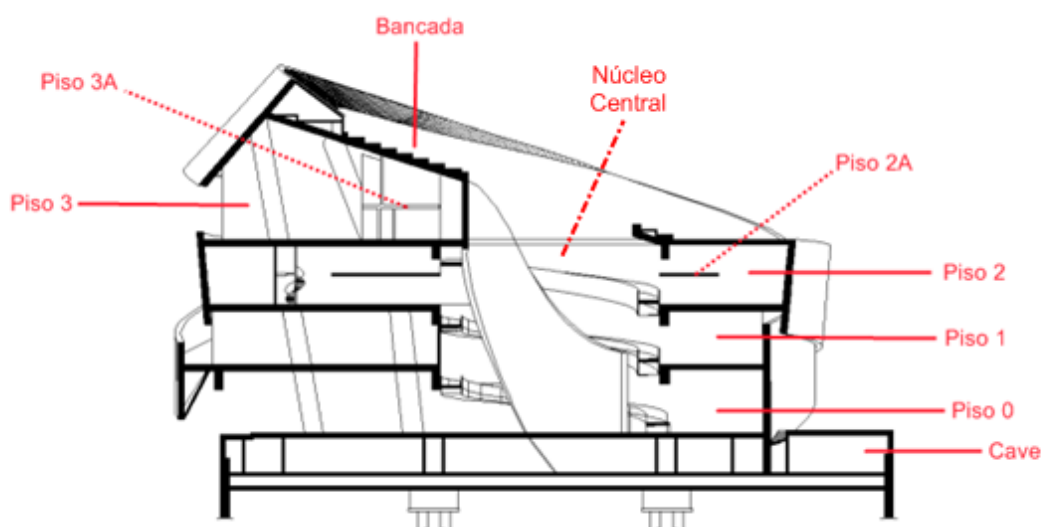


Figura 1.11 – Corte do edifício do Terminal de Cruzeiros de Leixões

De forma a melhor compreender a função do próprio edifício, far-se-á uma descrição da utilização dos vários espaços.

A cave será utilizada para várias funções. Será instalado neste piso, associado ao Centro Interdisciplinar de Investigação Marinha e Ambiental (CIMAR), o biotério, do qual fazem parte várias salas laboratoriais, armazéns, salas de desinfecção e quarentena, entre outros elementos. As zonas técnicas de suporte a todo o edifício estarão localizadas neste piso. Por zonas técnicas entendem-se os quadros eléctricos, o sistema central de AVAC e de ventiladores de extracção. A zona de apoio aos navegantes, com balneários e lavandaria estará também neste piso, sendo que o restante espaço não ocupado por estes elementos será utilizado para estacionamento de viaturas. O pé direito deste piso é de 3 m.

No piso 0, encontra-se a recepção do edifício. Será a entrada principal para o edifício, permitindo o acesso aos restantes pisos. As acessibilidades entre os vários pisos serão executadas através de rampas helicoidais, escadas interiores e núcleos de acesso vertical. Neste piso far-se-á o encontro dos meios de transporte terrestres, estando previstos um eléctrico, shuttles, autocarros e viaturas privadas. O pé direito é de 4,30 m.

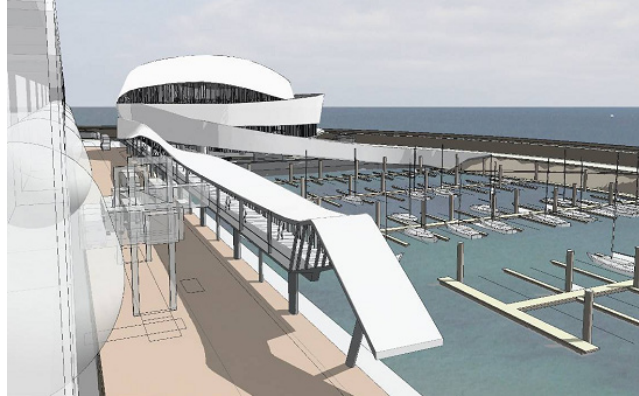


Figura 1.12 – Vista 3D do edifício com acesso para a marina e para o navio.

O programa de arquitectura prevê para o piso 1, várias soluções para a sua utilização, em função da pretensão da entidade responsável. A principal contudo, é a de servir de terminal propriamente dito, permitindo o acesso à manga que levará os passageiros até ao navio e fornecendo um conjunto de serviços de apoio ao turista, como por exemplo o Serviço de Estrangeiros e Fronteiras. No entanto, está previsto que, nos dias em que não esteja a servir de terminal, este piso também possa ser utilizado para a realização de festas e de feiras. O acesso pedonal, proveniente do molhe sul, desemboca neste piso. O pé direito deste piso é de 5 m.

No piso 2, encontram-se os laboratórios do CIMAR e uma rampa de acesso à marina. No piso 2A, designação adoptada para a mezanine entre o piso 2 e 3, existem escritórios e gabinetes, complementares aos laboratórios do piso 2. O pé direito neste piso é de 5,6 m nas zonas sem mezanine e de 2,7 m por baixo da mezanine.

Um auditório, uma sala de exposições e uma cafetaria são os principais elementos do piso 3. No piso 3A encontram-se a secretaria e gabinetes de gestão dos vários serviços presentes no edifício. O pé direito deste piso varia entre os 11,6 m e os 8,6 m nas zonas sem mezanine, sendo de 2,9 m debaixo das mezanines.

A bancada será outro elemento polivalente do edifício, pois servirá não só de miradouro sobre a cidade e praia de Matosinhos como também de anfiteatro para a eventual realização de espectáculos.

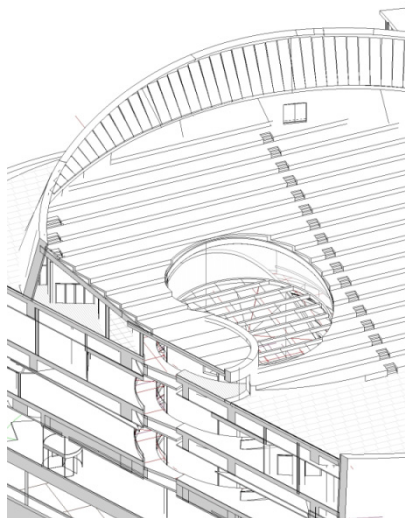


Figura 1.13 – Corte parcial do edifício, com a visualização da zona da bancada.

2.

CONCEPÇÃO ESTRUTURAL

A concepção estrutural consiste na escolha do sistema estrutural que constitui a parte resistente do edifício. Esta etapa, uma das mais importantes de todo o projecto, implica a escolha dos elementos a serem utilizados e a definição da sua posição, com o objectivo de absorver os esforços devido às acções actuantes e transmiti-los ao solo de fundação.

A solução a utilizar deve atender aos vários requisitos definidos para a estrutura, nomeadamente, a capacidade resistente e o desempenho da estrutura em serviço.

A concepção estrutural deve levar em conta a finalidade do edifício e, tanto quanto possível, deve atender às condições impostas pelo projecto de arquitectura. Este projecto é a base para a elaboração do projecto estrutural. Nele se encontra estabelecido o posicionamento dos diversos elementos. Contudo, o projecto de arquitectura tem de levar em conta as limitações dos materiais e técnicas utilizadas na engenharia civil. Por isso, é norma dizer que a um projecto de arquitectura arrojado está associado um projecto de estruturas arrojado.

Como se compreenderá o projecto de estruturas do Terminal de Cruzeiros do Porto de Leixões terá de ser arrojado, de forma a conseguir cumprir o arrojado projecto de arquitectura. Assim far-se-á uma exposição do actual projecto de estruturas e das premissas que estiveram na base da sua elaboração.

Proceder-se-á em seguida a uma descrição dos elementos mais importantes da concepção estrutural utilizada no edifício tendo como base a memória descritiva do projecto de licenciamento.

2.1. DESENVOLVIMENTO DO PROJECTO

Desde o início do desenvolvimento deste projecto, na fase de programa-base, que a equipa de Arquitectura como coordenadora geral de todas as especialidades, foi procurando envolver cada um dos especialistas com vista a atingir um resultado o mais uniformizador possível.

O projecto de fundações e estruturas, na sua concepção inicial, até à fase de estudo prévio, procurou “dar corpo” a uma imagem arquitectónica muito forte, composta por estruturas laminares curvas que, quase como fitas, se entrelaçavam à volta do edifício e se voltavam a afastar partindo em direcções diferentes.

Este desafio, pouco vulgar, e de caracterização estrutural muito complexa por processos expeditos, levou a que, nessa primeira fase, se procurasse materializar uma estrutura para o interior do edifício, quase numa malha reticulada de vãos médios, na qual, se iriam apoiar as ditas lâminas, ou directamente ao solo ou em consolas que as suportavam.

Ao avançar-se mais na caracterização programática do projecto, que entretanto sofreu também melhoramentos e adaptações, verificou-se, por um lado, que havia necessidade de resolver novas exigências funcionais e espaciais que eram incompatíveis com essa estrutura reticulada e por outro, procurou-se criar uma unidade de linguagem entre a especialidade de estruturas e a arquitectura, que permitisse que estas grandes estruturas laminares e também os elementos verticais interiores (pilares, caixas, paredes), tivessem a dupla função de elementos estruturais mas que se integravam esteticamente nesta imagem muito singular.

Para se atingir esse novo desafio, reduziu-se substancialmente o número de pilares, aumentando consideravelmente as suas secções e os vãos entre si e exigindo lajes e vigas com maior capacidade e resistência. A sua disposição em planta deixou de ser a reticulada e passou a aproximar-se da forma quase circunferencial, homotética da planta, além de que alguns desses pilares tiveram que ser inclinados para atingirem pontos de suporte essenciais para os pisos superiores.

Este esforço de integração da estrutura na imagem arquitectónica pretendida, implicando naturalmente algum aumento de custo, considerou-se ser essencial para um dos objectivos que se pretendem atingir com esta obra, que é precisamente tornar o edifício como um pólo atractivo em si mesmo, que atraia não só o turismo dos cruzeiros e da marina de recreio, como estimule as visitas da população da área metropolitana do Porto logo dinamizando todo aquele equipamento.

2.2. MATERIAIS

Neste projecto, a escolha dos materiais foi condicionada não só pelo aspecto pretendido por parte da arquitectura, mas também pela localização do edifício, conforme descrito no ponto 1.1.2. Estas condicionantes levaram a que se realizassem vários estudos, de forma a que a solução encontrada fosse do agrado da arquitectura e apresentasse um comportamento favorável em termos de durabilidade.

Ao longo do projecto ficou definido, que o núcleo do edifício, ou seja as lajes, pilares, vigas e paredes moldadas, seriam realizadas em betão armado e que as mezanines seriam executadas em estrutura mista, isto é, por lajes de cofragem colaborante apoiadas em vigas e perfis metálicos. As lâminas, contudo, sofreram um estudo mais profundo pois a geometria das mesmas levantava questões quanto à sua exequibilidade.

Assim foram apresentados vários materiais passíveis de utilização para o elemento lâminas. As hipóteses estudadas para os vários sistemas estrutura/revestimento foram o titânio, a madeira, o aço, o vidro e o betão aparente. A decisão final recaiu sobre o betão branco auto-compactável aparente, uma vez que sendo assegurada a viabilidade da utilização deste material na realização das lâminas, apresenta-se com uma boa relação custo/benefício/dificuldade construtiva.

A vida útil do edifício foi definida para 75 anos. Segundo o Eurocódigo 0 (2002b), trata-se de um edifício comum, pelo que de classe estrutural 4.

2.2.1. BETÃO

Para a definição das características do betão, recorreu-se à especificação do LNEC E464 (2007b), que para estruturas em zonas de marés, rebentação e salpicos de água do mar, indica uma classe de exposição ambiental XS3. Possivelmente, o edifício na sua totalidade não se encontra nesta situação, pois, por exemplo, os pisos superiores dificilmente estariam sujeitos a salpicos, ou seja, o ataque de cloretos nesses pisos processar-se-ia maioritariamente através do transporte pelo ar de sais marinhos, que corresponderia a uma classe de exposição inferior. Contudo, uma vez que se pretendia que o

material aplicado fosse o mais uniforme possível, optou-se por dimensionar todo o edifício para a classe mais restritiva.

Assim, segundo a especificação mencionada, o betão a utilizar deverá ser de uma classe mínima de C35/45, com dosagem mínima de cimento de 320 kg/m^3 e com razão água/cimento máxima de 0,45, conforme definido na norma NP EN 206 (2007c).

Nos elementos de betão armado que não irão ficar à vista, foi definido que o cimento utilizado será do tipo CEM IV/A, que a razão máxima de água cimento será de 0,45 e que a dosagem de cimento será no mínimo 340 kg/m^3 , o que corresponde a um betão da classe C35/45

Para os elementos de betão pré-esforçado, o cimento a utilizar será também do tipo CEM IV/A, com uma razão máxima de água cimento de 0,45 e uma dosagem mínima de cimento de 360 kg/m^3 , de forma a obter um betão da classe C40/50, devido às maiores tensões instaladas por causa do pré-esforço.

O cimento escolhido para os dois elementos anteriores caracteriza-se pela obtenção de betões com baixo calor de hidratação e baixa retracção, ou seja, possibilitando a diminuição dos efeitos da contracção térmica inicial e da primeira secagem.

O betão aparente a utilizar nas lâminas, tal como foi referido anteriormente será betão branco auto-compactável. Este será de classe C50/60, conforme definido na especificação LNEC E464 (2007b) para cimentos da classe CEM II A. De acordo com as recomendações do fornecedor do cimento, a SECIL, este deve apresentar uma dosagem mínima de cimento da ordem dos 370 kg/m^3 , uma razão água cimento máxima de 0,42 por razões de durabilidade física e durabilidade de aparência, e para assegurar a auto-compactabilidade do betão o teor em finos (materiais inferiores a 125 microns) deve ser superior a 500 kg/m^3 .

Como se compreenderá, as principais preocupações ao nível do betão, serão com o aspecto (betão aparente) e durabilidade (localização do edifício). Esta preocupação é acrescida do facto de o material escolhido, betão branco auto-compactável, não ser um material de utilização frequente e logo, com comportamentos muito menos previsíveis em relação, por exemplo, a um betão comum. Assim, a composição a utilizar, será determinante para a função deste material, pelo que, todos os estudos que possam ser realizados, de forma a encontrar a melhor composição e a prever o comportamento da mesma serão uma mais-valia para o bom funcionamento do edifício.

De forma a averiguar essas características, realizar-se-á um estudo das tecnologias inerentes a este material, de forma a melhor compreender o seu funcionamento, e efectuar-se-ão uma série de ensaios a uma composição com o objectivo de averiguar certas características mais relevantes para a obra em questão. Este estudo será descrito no Capítulo 3.

2.2.2. ARMADURA DE REFORÇO

A armadura de reforço deste edifício será constituída por varões nervurados e redes electrossoldadas de aço da classe A500 especificada no Regulamento de estruturas de betão armado e pré-esforçado (REBAP - (1995)). Antes da colocação das armaduras, estas deverão ser sujeitas à escovagem e limpeza a ar comprimido, sendo em seguida aplicada uma demão de primário hidroepoxidica para protecção das armaduras.

O recobrimento das armaduras, deverá ser maior ou igual a 50 mm para todos os elementos não enterrados, sendo que para os elementos enterrados, os recobrimentos a adoptar deverão ser iguais ou superiores a 70 mm.

A definição dos recobrimentos teve como bases as especificações LNEC E464 (2007b) e E465 (2007a). Para edifícios da classe 4, de exposição ambiental de classe XS3 e associados a uma vida útil de 50 anos o recobrimento mínimo deve ser de 55 mm. No entanto devido a tratarem-se de estruturas laminares (as expostas ao ambiente agressor) e a armadura ser sujeita a uma pintura de protecção, este recobrimento pode ser reduzido de 10 mm obtendo-se um recobrimento de 45 mm. Por fim na especificação encontra-se referido que para uma vida útil de 100 anos se deve aumentar o recobrimento de 10 mm em relação ao recobrimento para uma vida útil de 50 anos. Como a vida útil pretendida é de 75 anos, optou-se por somar metade desse valor, 5 mm, pelo que o valor para o recobrimento final obtido foi de 50 mm.

Para as fundações, a esse recobrimento foram adicionados 20 mm de forma a ter em conta os desvios passíveis de ocorrerem aquando da colocação da armadura.

2.2.3. ELEMENTOS METÁLICOS

As mezanines estarão apoiadas em estrutura metálica. Esta estrutura metálica utilizará aço da classe S355JR nos perfis em geral e chapas, e aço S355J0H em perfis tubulares. Os primeiros são regulamentados de acordo com a EN 10025, enquanto os elementos tubulares se encontram definidos segundo a EN 10210. Os parafusos a utilizar serão da classe 10.9 e deverão ser galvanizados a quente.

Tal como a armadura de reforço também os elementos metálicos serão sujeitos a protecção contra a corrosão. Esta protecção, sem entrar em grandes detalhes técnicos, assegurará um período mínimo sem manutenção de 15 anos. A primeira tarefa a realizar é uma decapagem a jacto abrasivo, seguida da aplicação de um primário epoxi rico em zinco e duas demãos intermédias de epoxi poliamida com óxido de ferro micáceo. Por fim deverá ser aplicada uma demão de tinta de acabamento à base de poliuretano alifático brilhante. No final esta camada de protecção deverá apresentar uma espessura de pelo menos 250 microns.

2.2.4. ARMADURA DE PRÉ-ESFORÇO

A armadura de pré-esforço a utilizar, terá uma tensão de rotura $f_{puk} = 1860 \text{ MPa}$. O módulo de elasticidade deverá ser igual a 195 GPa e a relaxação será muito baixa, isto é, 2,5% às 1000h a $0,7 f_{puk}$.

Os restantes materiais não serão alvo de detalhe, pois não terão função estrutural.

2.3. ACÇÕES E COMBINAÇÕES

A definição das acções a considerar é de extrema importância para o correcto dimensionamento da estrutura. Como se compreenderá, uma aferição incorrecta das cargas actuantes pode ter resultados desastrosos, pois tanto pode resultar numa estrutura subdimensionada pondo em perigo a estabilidade da estrutura ou num sobredimensionamento da estrutura, ou seja, não obtendo a estrutura otimizada.

A quantificação das acções teve por base o Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSAEEP - (2000b)) e o Eurocódigo 1 (1999b).

Descrever-se-á em seguida as acções consideradas no projecto de estruturas, que servirão para o cálculo dos esforços aplicados na estrutura, através da modelação do edifício realizado no Capítulo 4.

2.3.1. CARGAS PERMANENTES E SOBRECARGAS

Para a quantificação correcta das cargas permanentes e das sobrecargas, estas têm de ter em conta a utilização dos espaços do edifício.

Na cave, a sobrecarga será de $5,0 \text{ kN/m}^2$ tanto na zona do biotério como na zona do estacionamento. No piso 1, a sobrecarga a utilizar será também igual a $5,0 \text{ kN/m}^2$. O piso 2 será constituído por laboratórios, pelo que a carga mínima a considerar segundo o Eurocódigo 1 é de $5,0 \text{ kN/m}^2$, sendo as restantes cargas permanentes de cerca de $5,0 \text{ kN/m}^2$. As mezanines, cuja função é a de escritórios e gabinetes, induzirão uma sobrecarga de $3,0 \text{ kN/m}^2$ e uma carga permanente de $2,0 \text{ kN/m}^2$ na bancada e no piso 3, respectivamente para o piso 3A e 2A. O piso 3, ao poder ser utilizado para exposições, obriga à consideração de uma sobrecarga de $7,0 \text{ kN/m}^2$ e uma carga permanente de $5,0 \text{ kN/m}^2$.

Apresenta-se em seguida uma tabela resumo das sobrecargas de utilização e respectivos coeficientes de combinação a utilizar nas combinações.

Tabela 2.1 – Sobrecargas e respectivos coeficientes de combinação

	Sobrecarga Q (kN/m^2)	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Laboratórios	5 kN/m^2	0.80	0.70	0.60
Zonas de Circulação	7 kN/m^2	0.70	0.70	0.60
Estacionamento/Biotério	5 kN/m^2	0.80	0.70	0.60
Áreas Técnicas	10 kN/m^2	1.00	1.00	1.00
Cobertura	5 kN/m^2	0.80	0.70	0.60
Eléctrico	20 kN/m^2	0.70	0.70	0.60
Clarabóia	0.3 kN/m^2	0.00	0.00	0.00
Arrumos	5 kN/m^2	0.80	0.70	0.60
Mezanine	3 kN/m^2	0.80	0.70	0.60

2.3.2. ACÇÃO DEVIDO À RETRACÇÃO E VARIAÇÕES DE TEMPERATURA

A acção térmica equivalente aplicada na estrutura para simular o efeito da retracção foi de -15°C conforme o definido no REBAP.

As estruturas metálicas foram calculadas para os efeitos de uma acção correspondente a uma variação uniforme de temperatura de $\pm 10^\circ\text{C}$ ($\psi_0=0,6$; $\psi_1=0,5$; $\psi_2=0,3$) correspondente a uma estrutura metálica protegida.

As estruturas de betão foram igualmente calculadas para os efeitos de uma acção correspondente a uma variação uniforme de temperatura de $\pm 25^\circ\text{C}$ para os elementos exteriores e de $\pm 15^\circ\text{C}$ para os elementos internos ($\psi_0=0,6$; $\psi_1=0,5$; $\psi_2=0,3$).

2.3.3. IMPULSO DE TERRAS

Para a realização das fundações especiais previstas neste projecto (paredes moldadas e estacas), será necessário realizar-se previamente um terrapleno artificial, que servirá simultaneamente de plataforma de trabalho e permitirá a realização destas estruturas enterradas. Sendo esse terrapleno realizado em material granular controlado, considerou-se para o mesmo um peso específico de 20 kN/m^3 . O impulso hidrostático foi também considerado.

Foi considerado o coeficiente de impulso em repouso, K_0 , pois as deformações das paredes exteriores necessárias para a mobilização do impulso activo não são compatíveis com o correcto funcionamento da estrutura em estado limite de utilização.

2.3.4. ACÇÃO DO VENTO

A acção do vento resulta da interacção entre o ar em movimento e as construções, sendo exercida nas superfícies do edifício sob a forma de pressões.

Para este edifício foi considerada uma velocidade do vento máxima de 200 km/h, devido à exposição que a distância da costa acarreta.

Os restantes parâmetros considerados para efeitos da quantificação das acções do vento foram um enquadramento na zona B e uma rugosidade do tipo II ($\psi_0=0,4$; $\psi_1=0,2$; $\psi_2=0,0$).

2.3.5. ACÇÃO SÍSMICA

Considerou-se para a acção sísmica um terreno do tipo II, um coeficiente de comportamento $\eta=2,0$, um coeficiente de sismicidade $\alpha=0,3$, correspondente à zona Norte do País, e um coeficiente de amortecimento $\xi=5\%$

As acções sísmicas foram calculadas a partir das acelerações espectrais regulamentares através do método de sobreposição modal considerando apenas os 10 primeiros modos de vibração.

2.3.6. ACÇÕES ACIDENTAIS

As únicas acções acidentais estudadas foram as de impactos de barcos. Esta acção, contudo acabou por não ser tida em conta, uma vez que se deveria garantir no dimensionamento do cais, que este absorveria a energia desses impactos sem a transmitir à estrutura, o que se conseguiu através da adopção de uma junta de dilatação, separadora das duas macro-estruturas.

2.3.7. COMBINAÇÕES

As combinações consideradas foram as combinações fundamentais e as combinações de estado limite de utilização.

Serão tidas em conta as hipóteses mais desfavoráveis de disposição em alternância das acções variáveis.

As combinações estão em conformidade com o RSAEEP e em geral:

$$S_d = \sum \gamma_{gi} SG_{ik} + \gamma_q [SQ_{1k} + \sum \psi_{0j} SQ_{jk}]$$

No caso de a acção variável base ser a acção sísmica:

$$S_d = \sum SG_{ik} + SFa + \sum \psi_{2j} SQ_{jk}$$

2.4. TIPO DE ESTRUTURA

2.4.1. INFRA-ESTRUTURA

As fundações do edifício serão indirectas, isto é, serão materializadas através de estacas, moldadas no terreno, com tubo moldador e encabeçadas por maciços de betão armado. A sua função é a de transmitir os esforços ao maciço rochoso por ponta, ou seja, a transmissão de esforços considerar-se-á que ocorre apenas na ponta da estaca e não ao longo da estaca por forças de atrito. As estacas terão diâmetros compreendidos entre os 800 mm e os 1200 mm, com um comprimento médio de 18 m ao qual se somará 3 vezes o diâmetro da estaca que penetrará no firme rochoso.

Nos encabeçamentos das estacas, descarregarão os pilares e as paredes, sendo estes encabeçamentos ligados através de vigas lintéis para uma distribuição dos esforços horizontais provenientes dos pilares inclinados.

No topo dos maciços de encabeçamento, serão executadas duas lajes, uma exterior em contacto directo com água e de 35 cm de espessura, e uma interior, que transmite as acções da cave à laje que lhe esta adjacente, com cerca de 20 cm de espessura. A separação entre as duas lajes é de 50 cm, de forma a que nesse espaço, se possam implementar as diversas tubagens e caixas do edifício, tendo ainda como função evitar que eventuais águas que se infiltrem na laje exterior não ascendam à cave.

A circundar o edifício encontram-se paredes moldadas com 60 cm de espessura. A parede moldada junto ao Porto de Recreio deverá ser contínua em todo o seu comprimento até ao solo de fundação, devendo perfurar neste cerca de 2 vezes a sua espessura. A restante parede moldada será executada num esquema de pórtico com vãos de 4 m, devendo penetrar no maciço de fundação igualmente 2 vezes a sua espessura.



Figura 2.1 – a) Aspecto de uma “cabeça” da estaca onde se realiza o encabeçamento; b) Aspecto de parede moldada depois de realizada a escavação

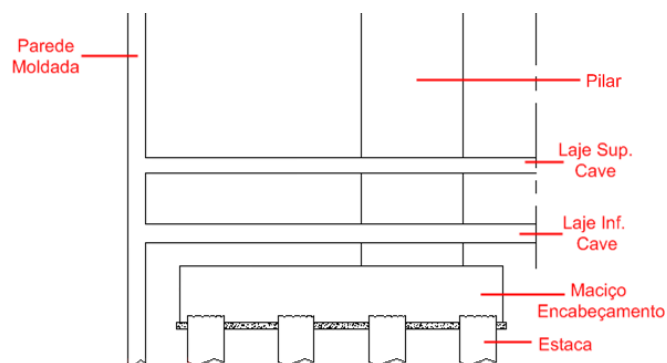


Figura 2.2 – a) Corte estrutural da cave; b) planta da cave

2.4.2. SUPERSTRUTURA

Elementos Verticais

A transmissão dos vários esforços da estrutura para a fundação será realizada através de pilares, paredes e em alguns casos pelas lâminas.

Existirão 9 pilares principais (pontos vermelhos na Figura 2.3) que percorrerão o edifício desde o terceiro piso e bancada até à fundação, descarregando nos maciços de encabeçamento das estacas. Estes pilares terão secção circular e o seu diâmetro varia entre os 2 e 1,8 metros. Destes pilares, 6 terão a particularidade de serem inclinados. A sua localização varia entre o núcleo central do edifício e a área circundante deste, sendo que não estarão localizados nas extremidades da laje.

Entre o piso 1 e 3, existirão 4 pilares que descarregam em uma das lâminas (pontos amarelos na Figura 2.3), transmitindo através desta o esforço para a fundação (visível na Figura 2.4). Estes pilares apresentam um diâmetro constante de 70 cm, com a excepção de um deles cujo diâmetro é de 1,5 m.

Um pilar complementar (pontos verde na Figura 2.3), de secção 80 x 60 cm, fornecerá um suporte adicional. Este pilar desenvolver-se-á desde um dos maciços de encabeçamento até à laje do piso 3.

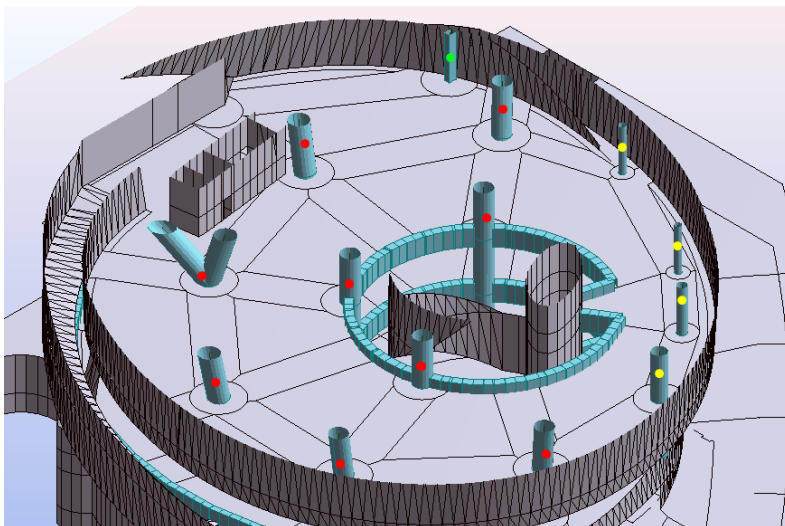


Figura 2.3 – Identificação dos pilares e paredes verticais através do modelo elaborado – piso 2

Quanto às caixas de escada e/ou elevador, existem duas principais, desenvolvendo-se desde a cave até à bancada, localizando-se no núcleo central (ponto amarelo na Figura 2.4) e junto à parede vertical que também se desenvolve desde a cave até à bancada (ponto vermelho para a caixa de escadas e ponto azul para a parede na Figura 2.4) e ainda uma terceira que efectua apenas a ligação entre o piso 0 e a cave.

Uma parede helicoidal serve de suporte da rampa também ela helicoidal no núcleo central (parede ponto verde na Figura 2.4).

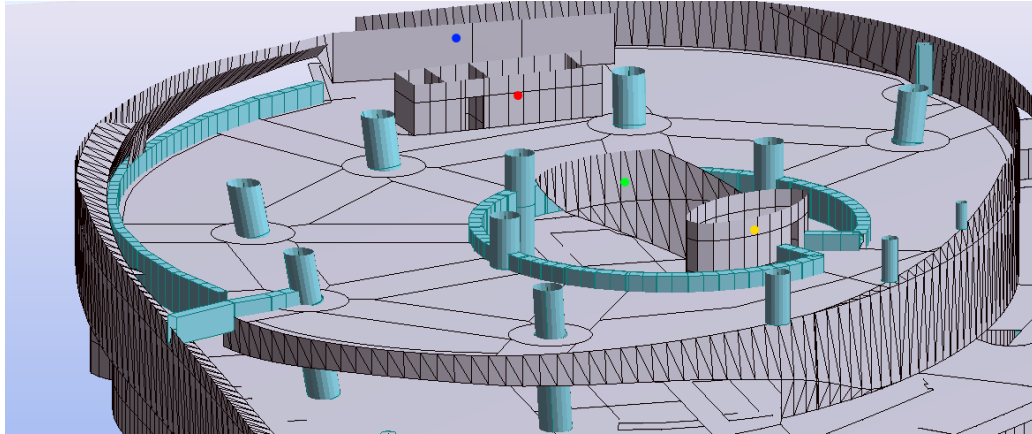


Figura 2.4 – Identificação das caixas de escada e elevador e de paredes – piso 1

Para suportar os esforços actuantes no laje do piso 0, utilizar-se-á uma malha de 8 x 8 m de pilares com 90 cm de diâmetro e de paredes com 20 cm de espessura.

Elementos Horizontais

A laje do piso 0 será uma laje maciça, e apresentará uma espessura de 50 cm. As restantes lajes dos pisos 1, 2, 3 e bancada, serão realizados em lajes fungiformes maciças pré-esforçadas por bandas e terão uma espessura de 65 cm.

Nas zonas mais afastadas dos pilares, as extremidades das lajes apresentam um comportamento semelhante ao de uma consola.

Os outros elementos horizontais existentes são as vigas, nomeadamente nos vários pisos no núcleo central e no piso 1, entre a parede vertical (a azul na Figura 2.4) e o final de uma das lâminas.

Lâminas

As lâminas são o elemento mais singular deste edifício. A sua função principal é a de envolverem o edifício e protege-lo do exterior. Contudo algumas das lâminas apresentam, além da função de isolamento, uma função estrutural de apoio às lajes. Exemplo disto é a lâmina que envolve a laje do piso 2 e 3, apresentando neste caso a função de uma viga alta.

Estes elementos estarão sujeitos a esforços, quer no seu plano quer no plano transversal, pelo que, de forma a minimizar a abertura de fendas, e a exposição aos agentes ambientais, as lâminas serão pré-esforçadas, de forma a procurar, sempre que possível, garantir a verificação ao estado limite de descompressão para as combinações correspondentes aos estados limites de utilização.

3.

BETÃO BRANCO AUTO-COMPACTÁVEL

A escolha do Betão Branco Auto-Compactável para a realização do Terminal de Cruzeiros de Leixões é uma boa oportunidade para que seja feito um estudo mais aprofundado sobre este material e por isso faça parte do âmbito deste trabalho. Estando ainda em fase de projecto, todas as características deste material que possam ser aferidas são uma mais-valia para o projecto final, uma vez que o conhecimento de comportamentos em laboratório leva a uma melhor previsão do real comportamento em obra.

A fusão de duas tecnologias que podem ser consideradas menos comuns em obras correntes, o Betão Auto-Compactável (BAC) e o Betão Branco, acrescenta a esta análise ainda mais interesse do ponto de vista da não vulgaridade do material a usar nesta obra.

Assim em conjunto com o Laboratório de Estruturas da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (LABEST) e com o gentil fornecimento de material por parte da empresa SECIL/UNIBETÃO, foram efectuados um conjunto de ensaios no sentido de avaliar algumas características de um conjunto de argamassas e de uma composição de betão em particular. Este procedimento será explicado mais à frente.

Este capítulo encontra-se dividido em cinco partes. Na primeira parte far-se-á um breve enquadramento em relação às tecnologias do BAC e do Betão Branco. Na segunda parte deste capítulo caracterizar-se-ão os materiais utilizados. Em seguida, far-se-á uma descrição do processo para encontrar uma composição. Na quarta secção descrever-se-ão os ensaios realizados para caracterizar a composição encontrada na secção anterior. Por fim, far-se-á uma discussão dos resultados e retirar-se-ão algumas conclusões quanto aos resultados atingidos.

3.1. TECNOLOGIAS

3.1.1. BETÃO AUTO-COMPACTÁVEL

3.1.1.1. Origem e objectivos do Betão Auto-Compactável

Para que um betão corrente seja de boa qualidade, este tem de ser vibrado por mão-de-obra especializada, de forma a obter um grau de compactação suficiente com o objectivo de alcançar a classe de resistência pretendida e assegurar a durabilidade da estrutura. A não obtenção de estruturas duráveis origina despesas a longo prazo, que em estruturas importantes representam elevados custos. Tal facto levou a que a durabilidade das estruturas de betão passasse a ser um tema de interesse por parte da comunidade científica.

O Japão foi em 1986 o pioneiro do estudo dos BAC's, através da proposta do Professor Okamura da necessidade de um betão que tivesse características de Auto-Compactável. Tal deveu-se às seguintes razões (Nunes, S.C.B., 2001):

- O facto de o Japão se encontrar numa zona de elevada sismicidade. Por esta razão as estruturas necessitam de uma taxa de armadura mais elevada o que dificulta a vibração e consequentemente a qualidade do betão.
- A falta de mão-de-obra especializada para o processo de vibração levava à diminuição da qualidade das estruturas.
- A vibração, por si só, é potenciadora de perturbações na circulação sanguínea dos operadores, assim como o ruído provocado por este processo limitar as horas de betonagem em países com legislação mais restritiva neste campo.

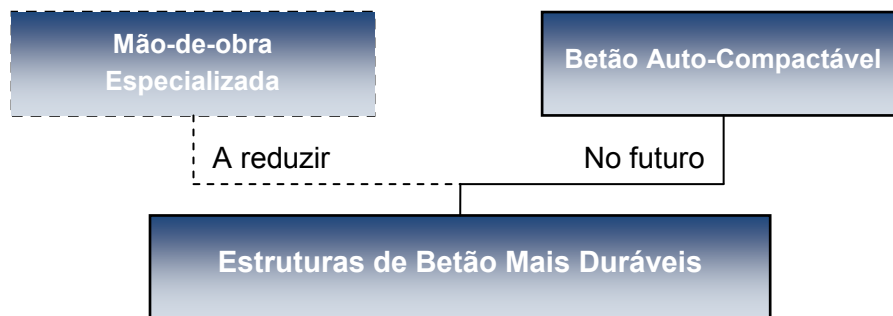


Figura 3.1 – Necessidade de Betão Auto-Compactável (Okamura, H. and Ouchi, M., 2003)

Assim o novo betão a desenvolver teria de satisfazer às seguintes condições para resolver os problemas anteriormente descritos e potenciar o uso deste novo material (Nunes, S.C.B., 2001):

- Não necessitar de ser vibrado;
- Permitir o simples vazar ou bombagem para o interior da cofragem;
- Melhorar a qualidade global das estruturas de forma a “saírem bem à primeira”;
- Ser mais económico e assim, de implementação atractiva, pois melhoraria a competitividade das empresas que se decidissem pela sua utilização.

3.1.1.2. Desenvolvimento do Betão Auto-Compactável

Depois de vários estudos o primeiro protótipo de um BAC surgiu em 1988, através da investigação desenvolvida por Ozawa e Maekawa na Universidade de Tóquio. Este primeiro protótipo utilizava materiais já empregados na altura e comportou-se satisfatoriamente no que diz respeito à retracção, calor de hidratação, densidade após cura entre outras propriedades. Este betão foi denominado pelos autores de “Self Compacting High Performance Concrete” e definido como tendo as seguintes propriedades (Okamura, H. and Ouchi, M., 2003):

- No estado fresco: Auto-Compactável;
- Nas idades jovens: Prevenção dos defeitos iniciais;
- Após endurecimento: Protecção contra factores externos;

A partir deste momento a investigação continuou e, sem entrar em detalhe, o desenvolvimento deste material foi sendo feito de forma mais ao menos independente entre países, havendo alguma cooperação no seio de várias organizações dedicadas ao estudo do betão e dos materiais de construção

em geral, sendo que nos vários congressos e colóquios sobre o tema muitas das conclusões obtidas eram tornadas públicas.

3.1.1.3. Materiais de um Betão Auto-Compactável

Vários tipos de materiais foram utilizados com sucesso no fabrico de BAC. De facto todos esses materiais já haviam sido utilizados no fabrico de betão convencional (Skarendahl, Å. and Petersson, Ö., 2000).

De forma resumida enumeram-se em seguida os materiais passíveis de serem utilizados num BAC. Esta lista não é exaustiva servindo apenas para dar uma noção dos materiais mais comuns utilizados no fabrico de um BAC.

Materiais constituintes de um BAC:

- Materiais finos:
 - Cimento;
 - Adições (fíler calcário, pozolanas, cinzas volantes, sílica de fumo).
- Agregados;
- Água;
- Superplastificantes;
- Outros adjuvantes.

A quantidade de cada um dos materiais influencia de forma determinante o comportamento do betão quer no estado fresco, quer endurecido. No entanto estas relações são bastantes complexas e ultrapassam o âmbito do presente trabalho recomendando-se por isso a leitura de trabalhos mais dedicados ao tema do BAC.

3.1.1.4. Mecanismos de obtenção de um Betão Auto-Compactável

A principal característica definidora de um BAC é a sua trabalhabilidade. A trabalhabilidade de um BAC significa a capacidade do betão fresco, uma vez depositado, de ocupar todos os espaços no interior da cofragem e envolver a armadura, sem acção de qualquer fonte de energia externa (por exemplo vibradores), ou seja, apenas por acção da gravidade, sendo o resultado final um produto de qualidade uniforme (Skarendahl, Å. and Petersson, Ö., 2000).

Os principais requisitos de um BAC no seu estado fresco são as seguintes:

- Capacidade de enchimento, que significa ter deformabilidade ou fluidez suficiente para assegurar, apenas sobre acção do peso próprio, o escoamento.
- Resistência à segregação, não só durante o escoamento mas também uma vez colocado e em repouso.
- Capacidade de passagem em espaços estreitos, ou seja, ter a capacidade de passar pela armadura sem criar bloqueios.

Para cumprir estes requisitos é necessário limitar o volume de agregados grossos reduzindo assim o número de colisões entre partículas. Esta limitação provoca o aumento do volume de pasta na mistura e a redução da razão entre água e finos. Estes factores associados à introdução de superplastificantes satisfazem a necessidade de fluidez e de resistência à segregação (Skarendahl, Å. and Petersson, Ö., 2000).

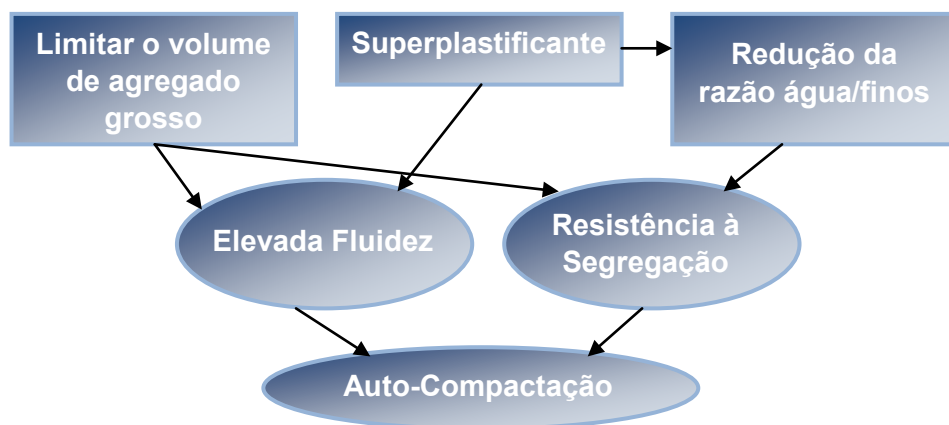


Figura 3.2 – Método para alcançar um BAC (Skarendahl, Å. and Petersson, Ö., 2000)

Através da análise da Figura 3.2 chega-se à conclusão que em comparação com um betão convencional, no BAC existe uma maior necessidade de elementos finos, pelo que pode ser constituído por uma maior dosagem de cimento. Contudo esta maior dosagem de cimento, que implicaria um custo mais elevado, possibilita a obtenção de betões mais resistentes, permitindo assim uma racionalização do projecto, com redução de secções transversais e do peso próprio e consequentemente do volume de betão. (Nunes, S.C.B., 2001).

Apesar de o BAC ser cada vez mais utilizado, este ainda é considerado um betão especial. As normas existentes ainda não abrangem correctamente as características deste betão de forma a permitir a sua total caracterização pelas mesmas. Exemplo disto é a classe de consistência nos BAC ser superior à mais alta classe definida na NP EN 206-1 (2007c). Devido a esta não conformidade com as normas, para se obter um BAC é necessário recorrer a métodos não normalizados (Pimenta, O.C.L., 2007).

Actualmente existem diversos métodos, ou orientações para a obtenção de um BAC. Tal variedade de métodos é justificada pela impossibilidade de criar um BAC universal, uma vez que as composições dos betões adaptam-se de lugar para lugar. Esta variabilidade de composições de betão é justificada pela disponibilidade de materiais em cada lugar (Skarendahl, Å. and Petersson, Ö., 2000). Assim as investigações mais recentes vão no sentido do aumento da robustez deste material, ou seja, da identificação de quais são os factores que mais condicionam a obtenção de um BAC e como a alteração da sua quantidade relativa influencia o comportamento do betão.

Todos os métodos propostos têm as suas limitações. Estas podem ser devidas ao tipo de materiais cuja aplicação mostrou ser possível ou o tipo de betão que podem produzir. Estes métodos variam também na sua complexidade, necessitando de mais ou menos informação dos materiais como informação inicial. Quanto à metodologia enquanto alguns dos métodos são do tipo “passo a passo” outros estipulam os limites para uma série de parâmetros.

No presente trabalho recorreu-se às recomendações presentes nas orientações do “*Self-Compacting Concrete European Project Group*”, que editaram o trabalho intitulado “*The European Guidelines for Self-Compacting Concrete Specification, Production and Use*”. As indicações nele fornecidas são actualmente a base para a criação de normas europeias relativas aos ensaios em BAC. Por esta razão apenas estas orientações serão expostas já que a descrição de todos os outros métodos sairia fora do âmbito do presente trabalho.

Estas orientações definem certos limites para os vários constituintes, de forma a obter um BAC. A tabela que a seguir se transcreve e presente nessas orientações serve apenas como uma indicação

sendo ressalvado no documento que, muitos BAC com bom funcionamento podem cair fora destes valores, num ou mais constituintes.

Tabela 3.1 – Orientações para limites de alguns constituintes (European Group Project, 2005)

Componente	Variação de Massa (kg/m ³)	Variação de Volume (l/m ³)
Finos (Pó)	380 - 600	
Pasta		300 - 380
Água	150 - 210	150 - 210
Agregado grosso	750 - 1000	270 - 360
Agregado fino	48% - 55% do peso total do agregado	
Razão Água/finos	0.85 - 1.10	

O mesmo documento recomenda uma sequência de teste para que o resultado final seja o desejado. A Figura 3.3 ilustra este processo.



Figura 3.3 – Processo de design da mistura (European Group Project, 2005)

3.1.1.5. Exemplos práticos

Uma das obras de referência desta tecnologia são os maciços de ancoragem da ponte Akashi-Kaikyō perto da cidade de Kobe no Japão (Figura 3.4). A ponte foi inaugurada no ano de 1998 e desde então é a ponte suspensa com o maior vão livre do mundo. Os maciços de ancoragem necessitaram de cerca de 240.000 m³ de betão auto-compactável sendo o tempo de construção encurtado de 2,5 para 2 anos, ou seja, cerca de 20% (Skarendahl, Å. and Petersson, Ö., 2000).



Figura 3.4 – Maciço de Ancoragem da ponte Akashi-Kaikyō, Kobe, Japão

Também no Japão, mas na cidade de Osaka, a construção de um tanque de gás natural liquefeito (Figura 3.5) foi realizado utilizando BAC. Este tanque de armazenamento possui um volume de armazenagem de 180.000.000 litros de gás, tendo um diâmetro de 84,2 m e uma altura das paredes de 38,4 m. A utilização do BAC possibilitou o encurtamento do tempo da obra em 4 meses, sendo que o número de trabalhadores associados à betonagem deste elemento foi reduzido de 150 para 50 homens.

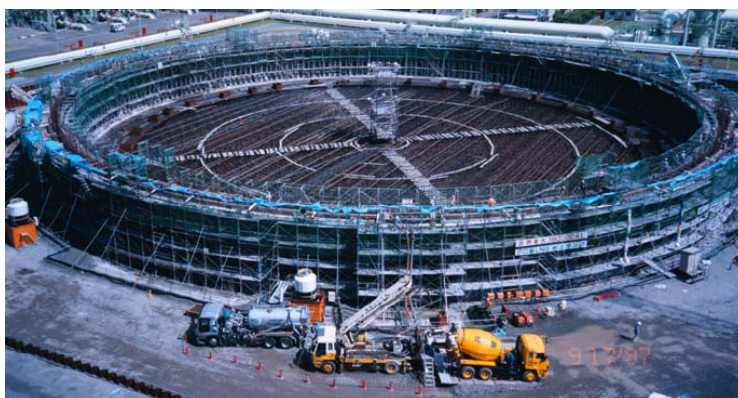


Figura 3.5 – Betonagem do tanque de armazenamento de Gás Natural Liquefeito, Osaka, Japão (Nunes, S.C.B., 2001)

A indústria da pré-fabricação tem sido uma das pioneiras na adopção da tecnologia do BAC. Reduções de ruído e vibração bem como uma diminuição de custos na ordem dos 10% foram relatados por diversas indústrias de pré-fabricação japonesa (Skarendahl, Å. and Petersson, Ö., 2000).

Actualmente a tecnologia do BAC é utilizada principalmente em obras especiais, sendo a sua aplicação em edifícios correntes de utilização esparsa. No entanto existem alguns edifícios que recorrem a esta tecnologia devido a elevada taxa de armadura ou à possibilidade de maior rapidez e economia de construção. A torre “Landmark” é um exemplo, possuindo 296 metros de altura utilizou 885 m³ de BAC.



Figura 3.6 – Torre “Landmark”, Yokohama, Japão

Outros edifícios podem ser encontrados em países como o nos Emirados Árabes Unidos na cidade do Dubai, assim como a aplicação na construção de revestimento de túneis altamente armados por exemplo na Suíça.

Em Portugal uma das primeiras aplicações de BAC, realizou-se na construção de um reservatório na Etar de Madalena, em Vila Nova de Gaia. O reservatório circular tem 18 m de diâmetro, 14 de altura e 30 cm de espessura e uma elevada densidade de armadura. Na mesma Etar foi construído um outro reservatório com as mesmas características mas em betão corrente. Após a construção e na realização dos testes, a estanquidade do reservatório realizado em betão corrente não estava assegurada o que obrigou a obras de reparação. Tais problemas de estanquidade deveram-se à deficiente compactação, ocorrência de segregação e micro-fendilhação acentuada. Estes problemas não se verificaram no reservatório realizado com BAC.



Figura 3.7 – Reservatório da Etar de Madalena (Figueiras, H.I.M., 2006)

3.1.1.6. Vantagens e desvantagens do Betão Auto-Compactável

Em relação ao betão convencional o BAC apresenta vantagens e desvantagens que se resumem em seguida (Pimenta, O.C.L., 2007):

- **Vantagens:**
 - *Redução do custo dos trabalhos* devido à eliminação da operação vibração.

- A eliminação da vibração possibilita uma **redução do tempo de construção**. Tal é explicado pela não dependência do raio de acção da agulha do vibrador possibilitando a betonagem de uma forma contínua e com menos interrupções.
- A eliminação do ruído inerente à vibração provoca uma **melhoria das condições de trabalho e do meio ambiente**, assim como possibilita a betonagem em países com legislação sobre o ruído mais restritiva.
- **Maior homogeneidade do betão** eliminando os problemas de durabilidade decorrentes de uma vibração deficiente. A **qualidade superficial** deste betão é por norma superior à do betão convencional.
- **Maior flexibilidade de concepção estrutural e arquitectónica**, ao permitir maior densidade de armaduras, maior flexibilidade ao nível da sua disposição, elementos mais esbeltos e com formas mais complexas. Eliminando a vibração é possível adoptar um sistema de construção mais racional (Figura 3.8).
- **Desvantagens:**
 - **Custo mais elevado por m^3** de betão devido a possuir uma quantidade de materiais finos mais elevada que num betão convencional. No entanto a análise económica tem de ser feita em termos de custos gerais pois o maior preço por m^3 pode ser compensado pela menor utilização de betão, redução de custos na sua colocação e maior durabilidade.
 - **Baixa robustez das misturas**, muito dependentes dos materiais utilizados obrigando a uma maior fiscalização.
 - **Maior susceptibilidade à retracção e à fluência** devido à taxa de finos mais elevada.
 - O maior volume de ligante presente no BAC pode provocar um **aumento do calor de hidratação**.
 - Devido à elevada fluidez as **cofragens têm de ser controladas quanto à estanqueidade** para evitar fugas de betão, assim como cuidados relativos às **maiores pressões sobre a cofragem**.

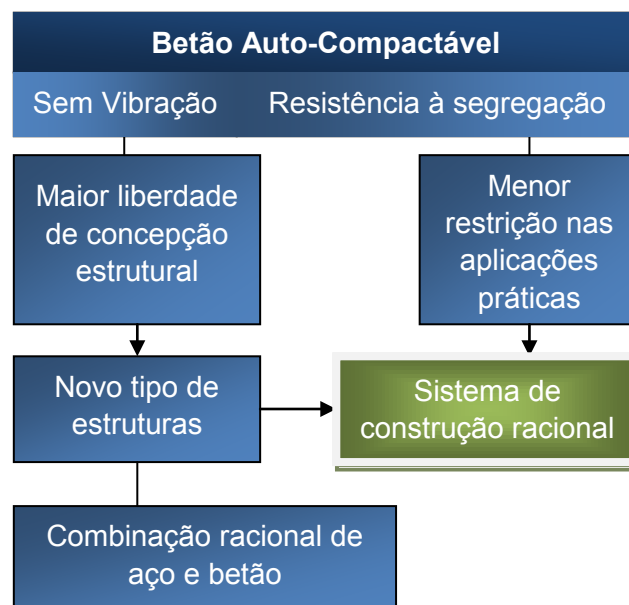


Figura 3.8 – Novo sistema de construção utilizando o BAC (Okamura, H. and Ouchi, M., 2003)

3.1.2. BETÃO BRANCO

3.1.2.1. Objectivos na utilização

O betão branco não apresenta diferenças significativas nas características estruturais em relação ao betão comum. A sua utilização prende-se apenas com questões arquitectónicas. A sua cor potencia a utilização em betão aparente, ou seja, o próprio betão é o material que se encontra à vista. Segundo alguns autores, só com a utilização de betão aparente, o betão chega ao estado de pedra artificial, permitindo a sua moldagem livre e artística da estrutura visível por parte da arquitectura. Às vantagens arquitectónicas somam-se algumas vantagens ao nível da engenharia estrutural uma vez que ao utilizar betão aparente diminui-se o peso próprio da estrutura com a remoção dos revestimentos, já que o betão é o recobrimento final.

3.1.2.2. Materiais constituintes e características

O cimento branco é um cimento Portland, e portanto de características e comportamento bem definidas e semelhantes aos cimentos comuns. Para a obtenção de cimentos brancos é necessária uma redução da percentagem de óxidos pigmentantes, tais como o óxido de ferro, de crómio e de alumínio uma vez que todos os outros componentes do cimento têm cor branca. Assim todo o esforço colocado na menor contaminação do cimento quer no material constituinte quer nos processos de fabrico leva a um maior índice de reflectância, unidade de medida da brancura de um cimento. Quanto maior este índice maior a brancura de um betão. Como se pode constatar pelo Figura 3.9, com a melhoria dos métodos de fabrico e com a melhor selecção de material obtêm-se melhorias neste índice.

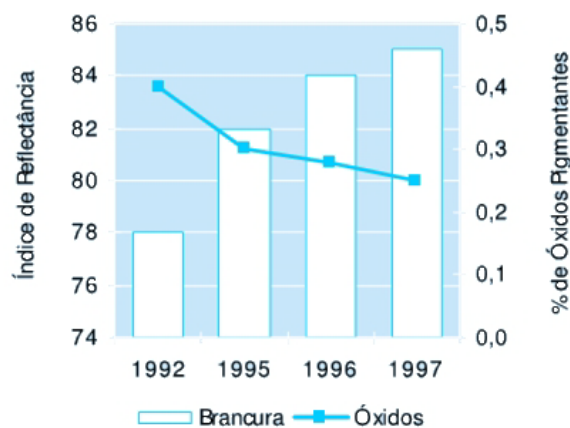


Figura 3.9 – Evolução da brancura do cimento branco (Fonseca, A.A.d. and Nunes, Â., 1998)

Em termos de características físicas as diferenças mais importantes do cimento branco em relação ao cimento comum prendem-se com a maior finura e o menor tempo de início de presa. Para a obtenção de cimentos mais brancos aumenta-se a sua finura, e assim a sua superfície específica o que torna os cimentos mais reactivos com a água e diminui o tempo de presa. Consequentemente uma maior finura do cimento leva a que a resistência mecânica em idades jovens seja superior, tendo como contrapartida o mais rápido e concentrado desenvolvimento do calor de hidratação.

A espessura da camada de pele (parte exterior) do betão tem de ser superior num betão branco de forma a atingir uma maior qualidade das superfícies dos paramentos. Esta camada é formada por partículas de cimento pelo que por razões de ordem económica e técnica é recomendável a utilização

de fileres, reduzindo a quantidade de cimento (razão económica) e assim diminuindo o calor de hidratação e logo a propensão à ocorrência de fissuração. A tonalidade dos fileres é de extrema importância porque dada a sua finura tendem a ser constituintes da camada de pele e assim responsáveis pela tonalidade do elemento de betão. A utilização de fileres de calcário é aconselhável na medida em que estes sendo mais absorventes aumentam a tensão superficial e a coesão do betão reduzindo o problema da migração de finos (Fonseca, A.A.d. and Nunes, Â., 1998) (Figura 3.10 a))

Os inertes grossos, têm um papel menos preponderante na tonalidade do betão branco. No entanto a sua cor influencia o dimensionamento da camada de pele, ou seja, se o inerte grosso for de cor mais clara não será necessária uma camada de pele tão espessa poupando-se então no material mais fino. No entanto a escolha de agregados mais brancos também tem custos pelo que se deve chegar a um compromisso entre o custo da brancura dos agregados e o custo do material fino. Outros aspectos muito importantes nos agregados são que estes sejam bem lavados e que apresentem características o mais homogêneas possíveis. (Fonseca, A.A.d. and Nunes, Â., 1998)



Figura 3.10 – a) Fenómeno de migração de finos devido à vibração (Fonseca, A.A.d. and Nunes, Â., 1998);
b) Manchas superficiais devido a mau estado da cofragem (Fonseca, A.A.d. and Nunes, Â., 1998)

3.1.2.3. Cuidados especiais

Ao utilizar o betão branco como betão aparente são necessários cuidados especiais na aplicação deste material de forma a obter os resultados desejados.

O elemento talvez mais preponderante no aspecto final de um elemento em betão branco é a cofragem. Todos os cuidados na sua concepção, tratamento, aplicação e desmontagem são importantes. No betão aparente a definição da estereotomia e o elevado rigor das ligações entre painéis das juntas é indispensável para a correcta definição do aspecto final da estrutura. O estado de conservação da cofragem tem bastante relevância no caso de cofragem metálica pois a sua oxidação superficial contamina o betão em profundidade deixando manchas difíceis de apagar (Figura 3.10 b)).

A utilização de descofrante usual à base de óleo mineral (comum) é completamente inadequada pois causaria manchas na superfície do betão. Assim o descofrante deverá ser solúvel em água, branco ou incolor, de origem parafínica. Preferencialmente, de forma a garantir uma fina película uniforme, deve ser aplicado à pistola.

As armaduras são também um ponto de preocupação. Estas devem estar completamente limpas, isentas de qualquer sujidade passível de contaminar o betão. O armazenamento e a sua colocação devem ser realizados de forma a diminuir ao máximo o tempo de exposição com o exterior reduzindo o risco de oxidação. A protecção contra este fenómeno é conseguida através da pintura das armaduras de espera com tintas epoxídicas ou à base de poliuretanos. Em casos mais específicos é possível o

tratamento total da armadura com produtos à base de hidroepóxis. No entanto apesar destes cuidados, o betão branco é normalmente mais poroso, pelo que mais susceptível à penetração de cloretos, elementos bastante nocivos à armadura, sendo assim recomendável o aumento do recobrimento das armaduras em relação ao betão corrente.

Todos os outros materiais susceptíveis de entrar em contacto com o betão ou fazer parte da sua constituição, tais como os adjuvantes, os espaçadores e os arames ou cordões, devem ser estudados para evitar alterações da cor do betão em relação à desejada.

3.1.2.4. Exemplos práticos

Actualmente existe um portfolio bastante grande de construções em Portugal de obras em betão branco. Assim apresenta-se em seguida alguns dos edifícios, mais marcantes do ponto de vista da arquitectura e da engenharia em que se usou este material.

Um dos primeiros edifícios construídos em Portugal em betão branco foi o Pavilhão do Conhecimento dos Mares para a Expo 98. (Figura 3.11 a)). Mais a norte, na cidade do Porto surge a Casa da Música, elemento conhecido pela sua arquitectura mas também pela obra de engenharia que representa. (Figura 3.11 b))

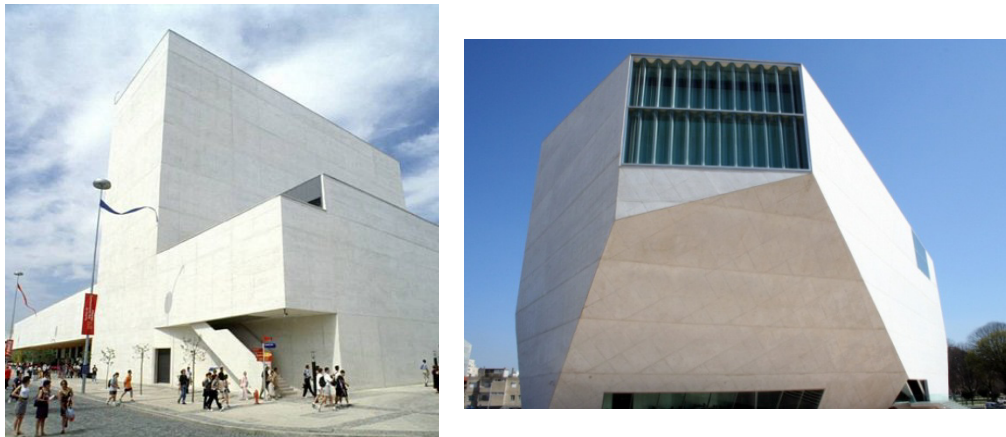


Figura 3.11 – a) Pavilhão do Conhecimento dos Mares – Lisboa b) Casa da Música - Porto

De construção mais recente, aparece a Igreja da Santíssima Trindade, sendo os elementos em betão branco duas vigas de 182 m que permitiram vencer um vão de cerca de 82 m utilizando 7000 m³ de betão. O edifício foi o vencedor do Prémio Secil 2007 de Engenharia Civil.



Figura 3.12 – Vigas da Igreja da Santíssima Trindade – Fátima (Ordem dos Engenheiros and SECIL, 2008)

3.1.3. BETÃO BRANCO AUTO-COMPACTÁVEL

Sendo o betão branco um betão derivado da utilização de um cimento Portland, não são expectáveis grandes diferenças na sua utilização enquanto betão auto-compactável em relação a um cimento comum. No entanto, como foi descrito anteriormente, ambas as tecnologias necessitam de algo em comum, que exista uma maior quantidade de finos em relação a um betão normal.

A maior “finura” dos constituintes do betão tende a enfatizar um problema: durante os primeiros dias associados à cura do betão ocorre forte libertação de calor (calor de hidratação), decorrente da hidratação do cimento, à qual se segue uma fase de arrefecimento. Esta última fase, de contracção, ocorre com o betão já endurecido, logo com fortes restrições estruturais, que podem originar fissuração precoce, a qual, em betões de alto desempenho é agravada pela ocorrência de uma importante retracção autógena, responsável por contracções adicionais.

Ou seja, se não forem tomadas medidas preventivas, a durabilidade da estrutura fica ameaçada, podendo-se dar problemas graves de fissuração e posterior corrosão da armadura. Esta corrosão é ainda mais grave sendo o betão branco aparente, pois além do perigo associado à perda de eficácia da armadura de reforço, surgirem no betão aparente manchas cuja reparação é difícil ou dispendiosa.

Assim, a utilização de betão auto-compactável em betão aparente apresenta-se coma a solução mais lógica pois permite o maior controlo da produção, uma maior homogeneidade do material e logo a obtenção de melhores resultados finais.

Em Portugal a junção de ambas as tecnologias já foi testada e apresentou bons resultados. O edifício do Alto do Parque em Lisboa é um exemplo de aplicação de betão branco auto-compactável. O elemento realizado em betão branco auto-compactável foi a viga de coroamento da fachada com 60 m. A utilização deste material deveu-se à elevada dificuldade de proceder à vibração da mesma. (Figura 3.13 a))



Figura 3.13 – a) Edifício do Alto do Parque – Lisboa; b) Edifício da Vodafone – Porto

Ainda em obras de conclusão o edifício sede da Vodafone no Porto também recorreu à utilização de ambas as tecnologias. (Figura 3.13 b))

3.2. MATERIAIS CONSTITUINTES

3.2.1. COMPOSIÇÃO INICIAL

Tendo por base as informações presentes na memória descritiva do projecto de fundações e estruturas (NEWTON), apresenta-se em seguida a composição prevista para os elementos em betão branco auto-compactável, por parte da SECIL. Esta composição foi apresentada com base na experiencia da SECIL

em outras obras que utilizaram Betão Branco Auto-Compactável, não tendo carácter definitivo em projecto.

- Classe de betão: C50/60;
- Dosagem de ligante superior a 440 kg/m³;
- Relação água/cimento: inferior a 0.42;
- Tipo de cimento: CEM II / A-L 52.5N (br);
- Ligante com 15% de metacaulinos (cerca de 70 kg/m³);
- Agregados provenientes de granitos, calcários ou seixos com dimensão máxima 15 mm e de granulometria o mais extensa possível;
- Fíler calcário (branco) com diâmetro máximo de 125 micron;
- Possibilidade de utilizar adjuvante para controlo de retracção.

De acordo com a esta composição para o betão branco auto-compactável a utilizar no projecto, procede-se em seguida à descrição dos principais materiais constituintes do mesmo.

3.2.2. CIMENTO

O cimento a utilizar é um cimento Portland branco, do tipo CEM II/A-L 52,5N (br). De acordo com a norma NP EN 197-1 (2001a) isto significa que se trata de um cimento Portland composto contendo entre 6 e 20% em massa de calcário, com um teor de carbono orgânico total inferior a 0,50%, da classe da resistência 52,5 com resistência normal nos primeiros dias.

Na Tabela 3.2 apresentam-se as principais características do cimento, com base nos ensaios de auto-controlo da empresa SECIL.

Tabela 3.2 – Características químicas e físicas do cimento (valores médios)

Características Químicas				Características Físicas		
Ensaio Químico				Ensaio Físico		
Resíduo Insolúvel	R.I.	(%)	0,29	Massa volúmica	(g/cm ³)	3,04
Sílica	SiO ₂	(%)	18,61	Superfície específica	(cm ² /g)	4789
Alumina	Al ₂ O ₃	(%)	2,18	Tempo de presa	(min.)	
Óxido de Ferro	Fe ₂ O ₃	(%)	0,16		Início	171
Cal	CaO	(%)	66,68		Fim	239
Óxido de Magnésio	MgO	(%)	0,69	Expansibilidade	(mm)	0,61
Sulfatos	SO ₃	(%)	2,18	Brancura		87,74
Cloretos	Cl ⁻	(%)	0,03			
Composição						
Clínquer		(%)	81			
Calcário		(%)	19			

Tabela 3.3 – Características Mecânicas do cimento (valores médios)

Características Mecânicas					
Idade			Idade		
Resistência à Compressão (Mpa)	2 dias	35,1	Resistência à Flexão (Mpa)	2 dias	4,9
	7 dias	51,2		7 dias	6,9
	28 dias	62,5		28 dias	7,7

3.2.3. FÍLER CALCÁRIO

O filer calcário trata-se de uma adição tipo I de acordo com a NP EN 206-1 (2007c). Uma adição é um material inorgânico finamente dividido (de finura menor ou igual à do cimento) que pode ser adicionado ao betão na amassadura com a finalidade de melhorar certas propriedades ou para adquirir propriedades especiais. Sendo tipo I é uma adição quase inerte.

O filer calcário é o filer mais utilizado correntemente e, se moído convenientemente pode ser utilizado para reduzir a dosagem de água devido à melhoria da granulometria do total das partículas a incorporar no betão (Coutinho, J.d.S., 2006).

O filer é um dos elementos preponderantes na tonalidade dos betões, daí a escolha por um filer calcário, de cor branca.

3.2.4. METACAULINOS

Segundo a NP EN 197-1 (2001b), os metacaulinos são um tipo de pozolanas artificiais. Uma pozolana é um material que após moagem, reage à temperatura ambiente com um dos constituintes do betão, o hidróxido de cálcio dissolvido, formando compostos de silicato e aluminato de cálcio, compostos estes similares aos formados no endurecimento de materiais hidráulicos, desenvolvendo assim resistência.

Uma pozolana é artificial se para o material obter características pozolânicas necessitar de ser aquecido entre os 500° e os 900°C. Dentro das pozolanas artificiais, existem as pozolanas naturais calcinadas, ao qual os metacaulinos pertencem.

A obtenção do metacaulino é realizada através da calcinação (processo onde se oxidam as substâncias presentes em dada amostra, à forma de óxidos, usando calor) de argila caulinítica a uma temperatura entre 650° a 850°C e posterior moagem, até se obter uma finura de cerca de 700 a 900 m²/kg (Coutinho, J.d.S., 2006)

Ao usar o metacaulino como substituto parcial do betão, obtêm-se melhorias ao nível da durabilidade do betão, nomeadamente na resistência à carbonatação e aos cloretos. (Sampaio, J. [et al.], 2001)

Este material acabou por não ser fornecido para a realização dos ensaios, pelo que não foi testado no âmbito deste trabalho.

3.2.5. AGREGADOS

Os agregados fornecidos eram constituídos por duas areias, uma fina e uma média e por uma brita. O material foi fornecido pela SECIL e teve proveniência da central de betão pronto da UNIBETÃO em Vila Nova de Gaia.

Para estudar a granulometria dos vários agregados procedeu-se a uma análise granulométrica conforme a norma NP EN 933 (2000a). Apresenta-se na Figura 3.14 a curva granulométrica obtida para os três agregados

Além da granulometria foram também estudadas outras características dos agregados e com importância no comportamento da composição do betão. São elas a baridade (NP EN 1097-3 (2002a)), a massa volúmica e a absorção de água (ambas recorrendo à mesma norma NP EN 1097-6 (2003)). Estes valores encontram-se resumidos na Tabela 3.4.

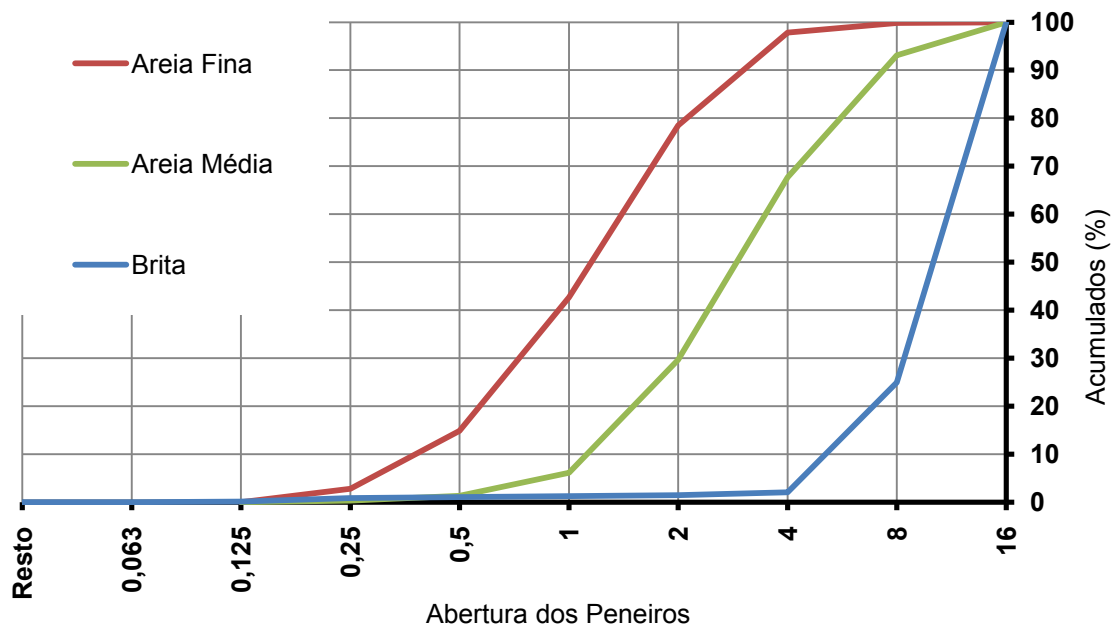


Figura 3.14 – Curva granulométrica dos agregados

Tabela 3.4 – Caracterização dos agregados

	Areia Fina	Areia Média	Brita
Massa volúmica das partículas secas (kg/m^3)	2319,53	2441,40	2682,27
Absorção de água (%)	1,09	0,57	0,46
Baridade não compactada (kg/m^3)	–	–	1728,8
Baridade compactada (kg/m^3)	–	–	1633,6

3.2.6. SUPERPLASTIFICANTE

O superplastificante é um adjuvante do betão. Um adjuvante é uma substância que se junta ao betão durante a amassadura numa percentagem inferior a 5%, com o objectivo de modificar o comportamento deste quer no estado fluído, quer sólido ou ainda na transição entre ambos.

O superplastificante pode ser usado com o objectivo de reduzir o teor de água de uma amassadura, ou então, como é o caso de um BAC, de aumentar consideravelmente o abaixamento e o espalhamento sem alterar o teor de água. De certa forma pode-se dizer que o superplastificante é o elemento chave na composição de qualquer BAC.

Neste trabalho o superplastificante utilizado foi o Glenium 27 da marca BASF. As principais características técnicas deste produto encontram-se resumidas na Tabela 3.5.

Tabela 3.5 – Características do Superplastificante

Base	Policarboxilatos modificados
Aspecto	Líquido castanho claro
Peso Específico	$1,045 \pm 0,02 \text{ g/cm}^3$
PH	$7,0 \pm 1$
Parte Sólida	20%

3.3. NOVA COMPOSIÇÃO E ENSAIOS

O objectivo final do estudo de composições a efectuar no LABEST era o de ensaiar a composição apresentada pela SECIL e descrita no ponto 3.2.1. Após a disponibilização do material pela mesma empresa, verificou-se que a realização desses ensaios não seria possível pela indisponibilidade em fornecer os metacaulinos. Assim o objectivo passou a ser a obtenção de uma nova composição com os materiais fornecidos.

Contudo, a obtenção desta nova composição foi realizada por membros do LABEST, com elevada experiência nos BAC. Assim apenas se fará uma referência ao método utilizado para encontrar esta composição pois a sua exposição é demasiado complexa para ser explicada devidamente neste trabalho.

O trabalho realizado pelo autor foi então direccionado no sentido de proceder a ensaios à composição apresentada pelo LABEST e verificar se estes estão de acordo com as exigências definidas pelos projectistas de Estruturas do Terminal de Cruzeiros de Leixões.

3.3.1. REQUISITOS DE DESEMPENHO DO BETÃO

As exigências deste betão no estado fresco tiveram por base as classificações presentes no documento “The European Guidelines for Self Compacting Concrete” (European Group Project, 2005). Este documento apresenta uma série de ensaios, que serão descritos mais à frente neste capítulo, para classificar a classe do betão auto-compactável. Em seguida apresentam-se as classes para as várias variáveis mesuráveis nos ensaios realizados.

Tabela 3.6 – Classes de espalhamento (European Group Project, 2005)

Classe	Diâmetro de Espalhamento (mm)
SF1	550 até 650
SF2	660 até 750
SF3	760 até 850

Tabela 3.7 – Classes de Viscosidade (European Group Project, 2005)

Classe	T₅₀₀ (s)	Tempo Funil-V (s)
VS1/VF1	≤2	≤8
VS2/VF2	>2	9 até 25

Tabela 3.8 – Classes de capacidade de passagem (European Group Project, 2005)

Classe	Capacidade de Passagem
PA1	$\geq 0,80$ com 2 barras
PA2	$\geq 0,80$ com 3 barras

Tabela 3.9 – Classes de resistência à segregação (European Group Project, 2005)

Classe	Resistência à segregação (%)
SR1	≤ 20
SR2	≤ 15

O projecto de estruturas, refere que a classe de resistência do betão deverá ser a C50/60. Relativamente às características do betão branco auto-compactável, apesar de as memórias descritivas descreverem vários aspectos da sua composição e aplicação, não são impostas nenhuma classes caracterizadoras. Assim, todos os ensaios realizados no âmbito deste relatório, serviram para obter dados complementares, permitindo detectar quais os principais problemas ao nível do betão a que a estrutura estará sujeita e o estabelecimento de medidas minimizadoras desses problemas.

Assim os requisitos ao nível do betão fresco são:

Tabela 3.10 – Requisitos do Betão Fresco

	Classe Pretendida
Classe de Espalhamento	SF3
Classes de Viscosidade	VS1/VF1
Capacidade de Passagem	PA2
Resistência à segregação	SR2

Com base nestes elementos procedeu-se ao estudo da composição do betão.

3.3.2. ESTUDO DA COMPOSIÇÃO A ENSAIAR

Para alcançar a composição de betão a submeter aos ensaios realizou-se um estudo estatístico em argamassas por elementos do LABEST. Este estudo foi realizado em argamassas pois através do conhecimento da relação entre a composição das argamassas e o comportamento das mesmas é possível tirar algumas conclusões quanto à mesma relação no betão. A opção da realização deste estudo em argamassas, em vez de o realizar em betão, foi decidido por este ser um método utilizado frequentemente no LABEST, embora seja mais comum efectuar inicialmente os testes em pastas e só depois passar para argamassas. O facto da quantidade de material disponibilizado não ser suficiente para realizar um grande número de composições de betão foi também preponderante, pois o estudo em argamassas, que utilizam um volume muito inferior de material, permite a realização de um maior número de composições.

A realização do estudo das argamassas assentou num plano factorial. O plano factorial é frequentemente utilizado em experiências que envolvem muitas variáveis onde é necessário estudar o seu efeito em conjunto na resposta. Para melhor compreender como o método funciona, tome-se por exemplo o caso particular em que existem k parâmetros, sendo que cada parâmetro apenas pode tomar

dois valores, um máximo e um mínimo. Assim o completo desenvolvimento deste plano requereria $2 \times 2 \times \dots \times 2 = 2^k$ observações sendo portanto designado de plano 2^k . (Montgomery, D.C., 2001)

Este plano factorial 2^k é muito importante para o início do trabalho de forma a estudar os efeitos isolados de cada um dos parâmetros e o efeito de interacção entre eles. O caso mais simples deste plano factorial é designado de 2^2 consistindo em dois parâmetros cada um com dois níveis, o alto e o baixo, correspondendo ao nível $+1$ e -1 (Figura 3.15 a)). Um aumento do nível de variáveis para 3, cada uma com os mesmos dois níveis, em vez de quatro apresenta oito combinações possíveis. (Figura 3.15 b))

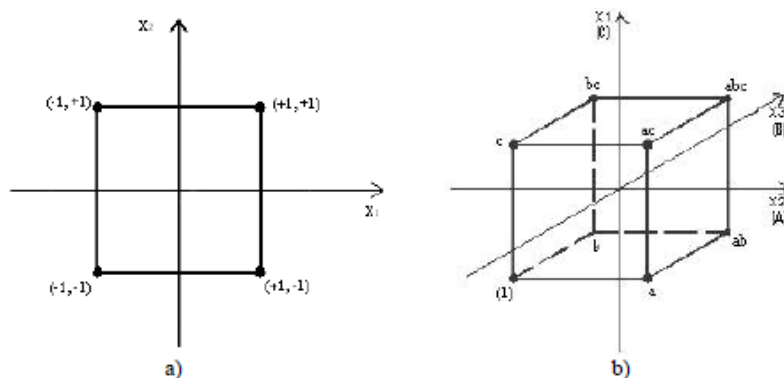


Figura 3.15 – a) Plano factorial para $k=2$; b) Plano factorial para $k=3$ (Montgomery, D.C., 2001)

Este tipo de plano permite assim estimar 3 efeitos isolados (A, B e C) junto com 3 interacções de 2 parâmetros (AB, AC e BC) e 1 interacção de 3 parâmetros (ABC) sendo efeito de um factor definido como sendo a mudança na resposta provocada pela mudança ao nível do parâmetro. (Figueiras, H.I.M., 2006). Este efeito é calculado através de relações matemáticas.

Para o estudo da composição em questão as variáveis utilizadas tiveram por base o conhecimento das relações que mais influenciam o comportamento das argamassas. Assim as variáveis utilizadas neste estudo e alvo de variação foram:

- Razão água/cimento (W/C)
- Razão superplastificante/finos (SP/P)
- Razão água/finos (W/P)
- Razão areia/argamassa (S/M)

Uma vez definidas as variáveis utilizadas ($k=4$), procederam-se a uma série de composições de argamassas, estudando-se o seu comportamento através da realização de ensaios em betão fresco. Uma vez analisados esses dados encontrou-se o valor das variáveis base, isto é, o ponto central e também os pontos extremos, ou seja, os valores a partir dos quais a argamassa ou se torna demasiado viscosa ou demasiado fluida.

Uma vez conhecidos os valores extremos e o central procedeu-se ao estudo para um plano factorial aumentado. Este difere do primeiro por, além de conter os valores extremos $(-1, 1)$, conter os valores $-\alpha, -1, 0, +1, +\alpha$. A utilização destes pontos permite considerar elementos de segunda ordem. O valor de α deve ser escolhido de tal forma que o desvio padrão dos valores previstos para a resposta seja constante para todos os pontos que se encontrem à mesma distância do ponto central (Figueiras, H.I.M., 2006). Neste estudo o valor utilizado foi de $\alpha=2$.

Apresentam-se na Tabela 3.11 os valores das variáveis para a composição central e os valores extremos correspondentes aos níveis $-2, -1, 1$ e 2 .

Tabela 3.11 – Correspondência entre os valores codificados e valor das diferentes variáveis no programa experimental

	-2	-1	0	1	2
Razão água/cimento (W/C)	0,35	0,37	0,39	0,41	0,43
Razão superplastificante/finos (SP/P)	0,60	0,725	0,85	0,975	1,10
Razão água/finos (W/P)	0,65	0,6875	0,725	0,7625	0,80
Razão areia/argamassa (S/M)	0,44	0,45	0,46	0,47	0,48

Conhecidos os valores para os vários níveis das variáveis procedeu-se à realização das várias composições. Foram ensaiadas um total de 30 composições das quais 16 correspondem ao plano factorial ($k = 4, 2^4 = 16$), 8 aos pontos axiais assumidos, e seis relativas ao ponto central cuja repetição tem como objectivo avaliar o erro inerente à variabilidade das características dos materiais e características dos ensaios. A Tabela 3.12 apresenta o conjunto total de composições estudadas, definidas segundo o plano factorial seleccionado, e os respectivos valores codificados que cada uma das variáveis assumiu no presente estudo.

Tabela 3.12 – Valores codificados das diferentes variáveis no programa experimental

Composição	Tipo de Ponto	W/C	SP/P	W/P	S/M
1	Factorial	-1	-1	-1	-1
2	Factorial	1	-1	-1	-1
3	Factorial	-1	1	-1	-1
4	Factorial	1	1	-1	-1
5	Factorial	-1	-1	1	-1
6	Factorial	1	-1	1	-1
7	Factorial	-1	1	1	-1
8	Factorial	1	1	1	-1
9	Factorial	-1	-1	-1	1
10	Factorial	1	-1	-1	1
11	Factorial	-1	1	-1	1
12	Factorial	1	1	-1	1
13	Factorial	-1	-1	1	1
14	Factorial	1	-1	1	1
15	Factorial	-1	1	1	1
16	Factorial	1	1	1	1
17	Axial	-2	0	0	0
18	Axial	2	0	0	0
19	Axial	0	-2	0	0
20	Axial	0	2	0	0
21	Axial	0	0	-2	0
22	Axial	0	0	2	0
23	Axial	0	0	0	-2
24	Axial	0	0	0	2
25 *	Central	0	0	0	0

* Foram realizadas seis experiências com o objectivo de avaliar o erro

A avaliação da variação de propriedades das argamassas no estado fresco e endurecido com a ocorrência de pequenas alterações na quantidade dos materiais é o objectivo. Assim foram realizados ensaios, que não serão pormenorizados neste trabalho, mas cujas características principais são semelhantes às dos ensaios realizados no betão e descritos mais à frente nos pontos 3.4.2 e 3.4.3.

Uma vez obtidos os resultados, procedeu-se à determinação, ajuste e análise dos modelos de resposta utilizando o software “Design-Expert”. Através da aplicação de tratamentos estatísticos específicos e bastante além do âmbito deste trabalho, chegaram-se a correlações entre as composições das argamassas e os ensaios. De forma a confirmar que estas correlações se verificaram, procede-se à comparação dos valores realmente obtidos, com as leis obtidas pelo programa, isto é, o programa analisando os dados realiza uma série de regressões (que relacionam as várias variáveis com o comportamento apresentado pelas composições nos ensaios) e, se os valores obtidos se aproximarem dos calculados através dessas regressões, pode-se considerar que o modelo de resposta pode ser considerado como representativo da realidade.

A título exemplificativo apresenta-se a relação entre o modelo obtido (linha) e as medições efectuadas (pontos) para dois dos ensaios realizados. A Figura 3.16 a) representa os valores do diâmetro de espalhamento tendo-se obtido um coeficiente de determinação (R^2) de 0,96. A Figura 3.16 b) diz respeito aos valores do tempo de escoamento do funil em V, onde o R^2 obtido foi de 0,97.

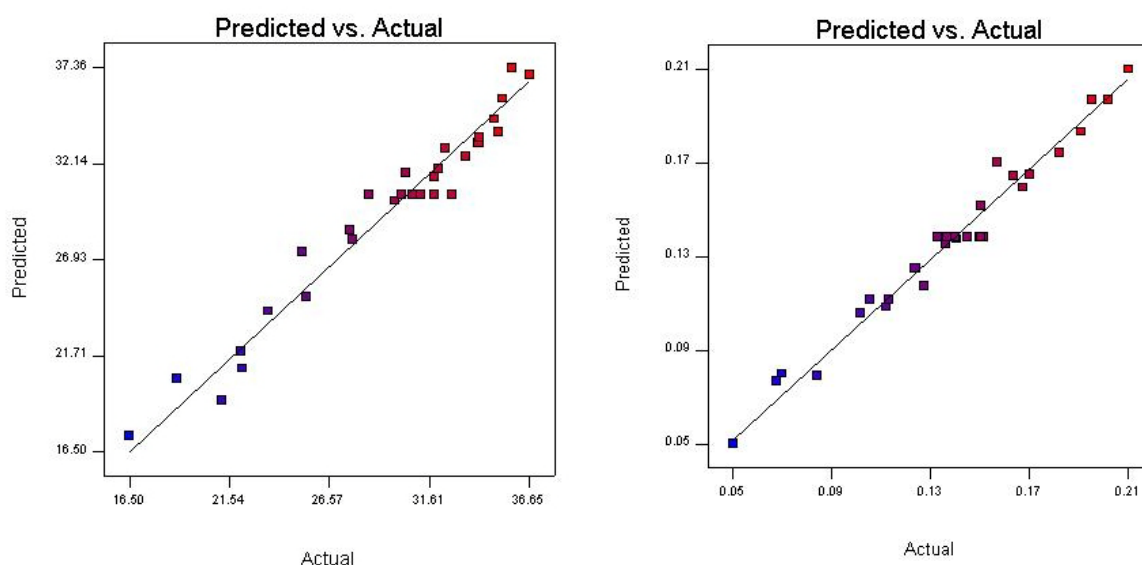


Figura 3.16 – Valores medidos versus valores previstos pelo modelo ajustado: a) Para o diâmetro de espalhamento; b) Para o tempo de escoamento no funil em V

3.3.3. COMPOSIÇÃO ENSAIADA

Uma vez encontradas as relações entre a composição e o comportamento nas argamassas, tornou-se possível a sua extrapolação para os betões. Esta extrapolação é bastante complexa, obrigando a um elevado conhecimento das características do BAC e das composições tendo sido por essa razão realizada por elementos do LABEST. Procede-se em seguida a uma descrição sucinta da extrapolação utilizada com base em elementos fornecidos pelos elementos do LABEST, responsáveis pela extrapolação.

Com base nos modelos obtidos no plano factorial em argamassas foi possível encontrar quais as composições que conduzem a um conjunto de resultados esperados de diâmetro de espalhamento e de

tempo no funil. Assim, procurou-se as pastas, que em argamassas com um rácio de volume de areia/volume de argamassa (V_s/V_m) igual a 0,47, apresentavam um tempo no funil de 8 segundos e um diâmetro de espalhamento de 300 mm, ou seja, argamassas fluidas e com elevada deformabilidade. A escolha do rácio V_s/V_m igual a 0,47 prende-se com o facto de as pastas obtidas em argamassas com elevado valor de V_s/V_m conduzirem a betões com maior conteúdo em areia e menor conteúdo em brita e cimento.

Do conjunto de soluções encontradas, escolheu-se a pasta de razão $w/c=0.42$ como compromisso entre a baixa permeabilidade (maior durabilidade) e a quantidade de água e cimento necessárias a assegurar a auto-compactibilidade da composição (BAC's com menor w/c necessitam de maior conteúdo de pasta para assegurar a auto-compactibilidade).

De acordo com a experiência do LABEST, é sabido que para betões com cimento branco as referidas pastas (tempo funil de 8 segundos e um diâmetro de espalhamento de 300 mm) quando colocadas em betões com V_s/V_m igual a 0,45 e volume de brita/volume de brita limite (onde volume de brita limite igual à baridade compactada sobre a massa volúmica) ($V_g/V_{g,lim}$) igual a 0,5 obtêm-se betões com características auto-compactáveis sendo necessário apenas o afinamento da quantidade de superplastificante no betão. Em relação às areias, é normal como primeira aproximação, utilizar um rácio entre a areia fina e a areia total próximo de 40 %.

Tendo por base essas premissas efectuou-se uma primeira composição na qual a auto-compactibilidade não foi atingida. Este facto deveu-se à baridade compactada da brita ser relativamente elevada, em comparação com outras britas calcárias, pelo que se procedeu à diminuição do rácio $V_g/V_{g,lim}$ para 0,47.

Apresenta-se em seguida a composição final a que se chegou, que será sujeita aos ensaios, descritos no ponto 3.4.

Tabela 3.13 – Composição final obtida a) Em kg/m^3 b) Nos vários rácios considerados

Material	Quantidade		Rácio	Valor
Cimento	378,60	Kg/m^3	Água/Cimento (W/C_m)	0,42
Fíler Calcário	242,19	Kg/ m^3	Superplastificante/Finos ($SP/P)_m$	1,18%
Superplastificante	7294,46	g/ m^3	Água/Finos ($W/P)_v$	0,7365
Areia (fina)	319,02	Kg/ m^3	Areia/Argamassa ($S/M)_v$	0,45
Areia (média)	478,53	Kg/ m^3	Areia Fina/Areia	0,40
Brita	794,75	Kg/ m^3	Brita/Brita Limite ($G/G,lim)_v$	0,47
Água Efectiva	159,01	l/ m^3		

3.4. ENSAIOS E RESULTADOS

3.4.1. PROCEDIMENTO DE AMASSADURA DO BETÃO

Para a amassadura do betão recorreu-se a uma betoneira de eixo vertical. O procedimento de amassadura apresenta-se em seguida.

1. Juntam-se os agregados grossos, agregados finos e $\frac{1}{4}$ da água total (aproximadamente a quantidade de água correspondente à água de absorção dos agregados) e mistura-se durante 2,5 minutos;

2. Interrompe-se o movimento durante 2,5 minutos para permitir a absorção por parte dos agregados;
3. Adicionam-se o cimento e o filler e a restante água onde se juntou o superplastificante e mistura-se durante mais 5 minutos.
4. Com a ajuda de uma colher durante 30 segundos descolam-se os materiais aderentes às paredes e pá e reinicia-se a mistura por mais 3 minutos.



Figura 3.17 – Betoneira de Eixo Vertical.

3.4.2. ENSAIOS EM BETÃO FRESCO

3.4.2.1. Ensaio da mesa de espalhamento e T_{500}

Estes ensaios baseiam-se no ensaio de abaixamento definido conforme a norma portuguesa NP EN 12350-2 (1999a) e adaptados para o betão auto-compactável no documento “The European Guidelines for Self Compacting Concrete” (European Group Project, 2005). Os resultados permitem o conhecimento da velocidade de escoamento e da viscosidade do betão.

Para realizar este ensaio é necessária uma placa de aço com espessura superior a 2 mm e uma área também superior a $0,8 \times 0,8 m^2$ com uma superfície suave e com uma circunferência de 500 mm desenhada nela. O cone, é o chamado cone de Abrams cujas dimensões são 300 mm de altura, 100 mm de diâmetro do orifício superior e 200 mm de diâmetro do orifício inferior. O conjunto encontra-se representado na Figura 3.18.

O ensaio é realizado de acordo com o procedimento seguinte: (Figueiras, H.I.M., 2006)

1. Passando um pano húmido, humedecer o interior do cone e a superfície da placa de espalhamento. Colocar a placa numa superfície firme, plana e nivelada, posicionando o cone no centro da mesma;
2. Uma vez finalizada a amassadura, encher o cone de uma só vez evitando qualquer tipo de compactação. Após nivelar o betão no topo do cone levantar na direcção vertical o mesmo de forma cuidadosa;
3. Uma vez findado o movimento do betão, medir o diâmetro aparente máximo da área de espalhamento do betão e o diâmetro perpendicular a este (d_1 e d_2 Figura 3.18 b)). O diâmetro de espalhamento é a média dos dois valores. (d)

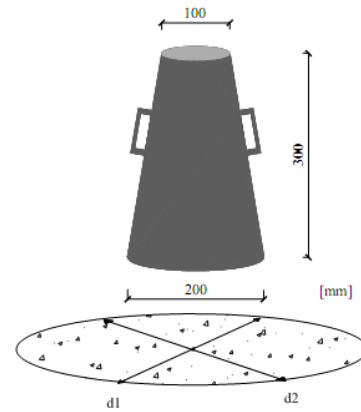
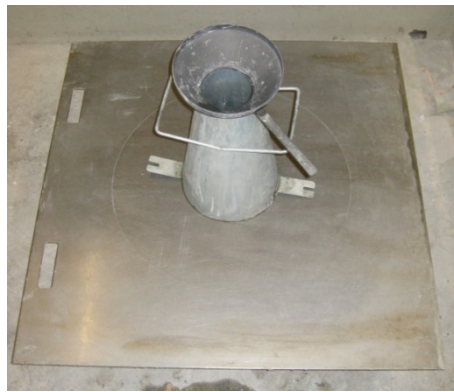


Figura 3.18 – a) Equipamento para o ensaio de espalhamento do betão. b) Medidas do equipamento e distancias a medir, d1 e d2 (Figueiras, H.I.M., 2006)

A medição do T_{500} , tempo que o betão demora a atingir o diâmetro de 500mm, correspondente à circunferência desenhada na placa de aço (Figura 3.18 a)) deve ser mensurado usando um cronómetro, começando a medição a partir do momento do levantamento do cone até o primeiro betão atingir a circunferência. Deve ser também medido o T_{final} , tempo desde o levantamento do cone até ao final do movimento da amostra.

Este ensaio apresentou os seguintes resultados, especificados na Tabela 3.14, estando ilustrado na Figura 3.19, o aspecto final deste ensaio de espalhamento

Tabela 3.14 – Resultados do ensaio de espalhamento do betão

d1 (mm)	d2 (mm)	d (mm)	T_{500} (s)	T_{final} (s)
740	695	718	2,4	-



Figura 3.19 – Aspecto final do ensaio de espalhamento do betão

3.4.2.2. Ensaio do funil em V

Ao contrário do ensaio anterior este ensaio foi desenhado especificamente para o BAC, definido no documento “The European Guidelines for Self Compacting Concrete” (European Group Project, 2005), sendo actualmente um projecto de norma europeia: pr EN 12350-9 Betões auto-compactáveis: Ensaio do Funil-V.

O objectivo deste ensaio é a medição do tempo de escoamento pelo funil, medida de aferição da fluidez da amostra.

Para a sua realização é necessário um funil, em chapa de aço cujas especificações se apresentam na Figura 3.20 b).

O procedimento utilizado é o descrito nesse documento e que em seguida se transcreve:

1. Limpar o funil e a tampa do fundo de forma a não existirem resíduos de testes anteriores
2. Fechar a tampa do funil e colocar a amostra sem movimentos que provoquem a compactação da mesma. Nivelar o betão no topo do funil e colocar um recipiente no fundo do mesmo para recolher a amostra.
3. Esperar 10 segundos desde a colocação da amostra e abrir a tampa, medindo o tempo (t_v) desde a abertura da tampa até quando for possível ver verticalmente pelo funil até o recipiente pela primeira vez.

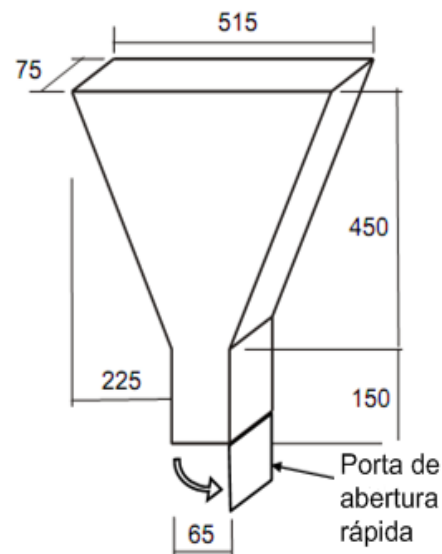


Figura 3.20 – a) Equipamento para o ensaio de fluidez do betão. b) Dimensões do equipamento (European Group Project, 2005)

O tempo t_v é o tempo de escoamento no funil em V expresso em segundos.

Este ensaio apresentou o resultado de $t_v = 12,32$ s.

3.4.2.3. Ensaio da caixa em L

As indicações utilizadas para a realização deste ensaio encontram-se detalhadas no documento “The European Guidelines for Self Compacting Concrete” (European Group Project, 2005), sendo actualmente um projecto de norma europeia: pr EN 12350-10 Betões auto-compactáveis: Ensaio da Caixa-L.

O objectivo deste ensaio é determinar a capacidade de escoamento da argamassa através de passagem mais apertadas, como por exemplo no caso de elevadas taxas de armadura. Existem dois tipos de caixas em L, uma com duas barras de reforço e uma com três barras de reforço, sendo este último mais representativo de condições de elevada taxa de armadura.

As características mais importantes da caixa em L encontram-se representadas na Figura 3.21 b)

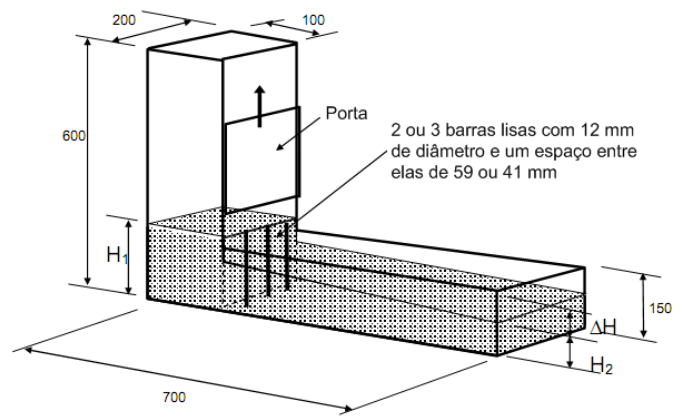


Figura 3.21 – a) Caixa em L. b) Dimensões do equipamento (European Group Project, 2005)

Tendo por base o mesmo documento apresenta-se em seguida o procedimento realizado:

1. Após limpeza cuidada da caixa em L, colocar a mesma a um nível horizontal com a porta fechada entre a secção horizontal e vertical;
2. Colocar a amostra de betão na secção vertical e esperar 60 s e registar qualquer tipo de segregação que ocorra;
3. Subir a porta e esperar que o betão flua para secção horizontal da caixa em L;
4. Uma vez cessado o movimento, medir a distância vertical no final da secção horizontal entre o topo do betão e o topo do caixa (ΔH na Figura 3.21 b)) em três posições igualmente espaçadas. Através da diferença entre a distância da secção horizontal da caixa e as medições calcular H_2 (Figura 3.21 b));
5. Repetir o processo mas para a secção imediatamente atrás da porta na secção vertical, sendo essa medida a H_1 (Figura 3.21 b)).

A capacidade de passagem (Passing Ability) é calculada através de:

$$PA = \frac{H_2}{H_1} \quad (3.1)$$

Apresentam-se na Tabela 3.15 os resultados deste ensaio.

Tabela 3.15 – Resultados do ensaio da caixa em L (H_1 e H_2 – média já calculada)

H1 (mm)	H2 (mm)	PA
96	81,5	0,85



Figura 3.22 – Aspecto final do ensaio da caixa em L

3.4.2.4. Ensaio de segregação pelo peneiro

Tal como nos ensaios anteriores as indicações para a realização deste ensaio, encontram-se pormenorizadas no documento “The European Guidelines for Self Compacting Concrete” (European Group Project, 2005), sendo actualmente um projecto de norma europeia: pr EN 12350-11 Betões auto-compactáveis: Ensaio de segregação pelo peneiro.

Para a realização deste ensaio é necessário um recipiente para a amostra, uma balança e um peneiro, cujas aberturas devem ser quadradas e com 5 mm, com um recipiente para recolha da amostra.

O procedimento indicado é o seguinte:

1. Colocar 10 litros de betão num recipiente e esperar 15 minutos com o recipiente fechado e nivelado;
2. Colocar a balança nivelada e num local livre de vibrações. Peser o recipiente para recolha da amostra e colocar a balança a zero. Em seguida pesar o peneiro e registar a sua massa (W_s);
3. Após os 15 minutos verificar se ocorreu segregação visível. Com o peneiro e recipiente para recolher a amostra na balança, verter cerca de 5 litros de betão, incluindo possível água segregada, para o peneiro de uma altura de 500 mm;
4. Registar a massa (W_{SC}) no peneiro, e esperar 120 segundos, removendo então o peneiro na vertical e registando a massa no recipiente para recolher a amostra (W_{CSe}).

O resultado do teste é calculado pela porção de segregação (*segregated portion*):

$$SR = \frac{W_{CSe}}{W_{SC} - W_s} \times 100 (\%) \quad (3.2)$$

Os resultados obtidos para este ensaio foram:

Tabela 3.16 – Resultados do ensaio da segregação pelo peneiro

W_s (g)	W_{SC} (g)	W_{CSe} (g)	SR (%)
959	5723	533	11,2



Figura 3.23 – a) Aspecto do ensaio antes de levantar o peneiro;
b) Aspecto final do ensaio com o material segregado

3.4.3. ENSAIOS EM BETÃO ENDURECIDO

3.4.3.1. Ensaio para a determinação do módulo de elasticidade

Para a realização deste ensaio foram utilizados três provetes betonados aquando da realização dos ensaios em betão fresco. Os provetes utilizados têm forma cilíndrica com um diâmetro de 15 cm e uma altura de 30 cm. Após a sua betonagem e descofragem os provetes foram colocados numa câmara húmida a 20°C de temperatura e com uma humidade relativa de 100%.

A realização deste ensaio assenta no procedimento descrito na especificação do LNEC E397 (1993). O ensaio foi realizado passados 28 dias da betonagem e consistiu na aplicação de 8 ciclos de carga e descarga, com a força a variar entre 1/10 e 1/3 da tensão de rotura previsto. Destes 8 ciclos os dois primeiros ciclos não são tomados em conta porque no início ocorre um rearranjo das partículas de betão e a adaptação do próprio mecanismo de ensaio ao provete. Como este ensaio é realizado antes do ensaio à ruptura à compressão, a tensão de ruptura teve de ser estimada, pelo que neste caso se apontou para uma resistência de 65 MPa. A carga é aplicada a uma velocidade média de 2 kN/s.

Para efectuar a medição das variações de comprimento utiliza-se um dispositivo composto por dois anéis independentes, situados no terço central do provete, servindo de suporte a três LVDT's (Linear Variable Displacement Transducers) colocados ao longo do perímetro do cilindro e com uma base de medida de 0,10 m.(Figueiras, H.I.M., 2006)

Na Figura 3.24 a) apresenta-se o provete de betão durante o ensaio. Na figura b) apresenta-se o aspecto da medição realizada por um dos LVDT's.

Os resultados são obtidos recorrendo à fórmula seguinte

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon} = \frac{N \times l}{A \times \Delta l} \quad (3.3)$$

Onde:

σ – Tensão aplicada

E – Módulo de elasticidade

ε – Extensão linear

N – Força aplicada

l – Comprimento de referência

A – Secção transversal recta

Δl – Variação de comprimento

Os resultados obtidos encontram-se apresentados na Tabela 3.17.

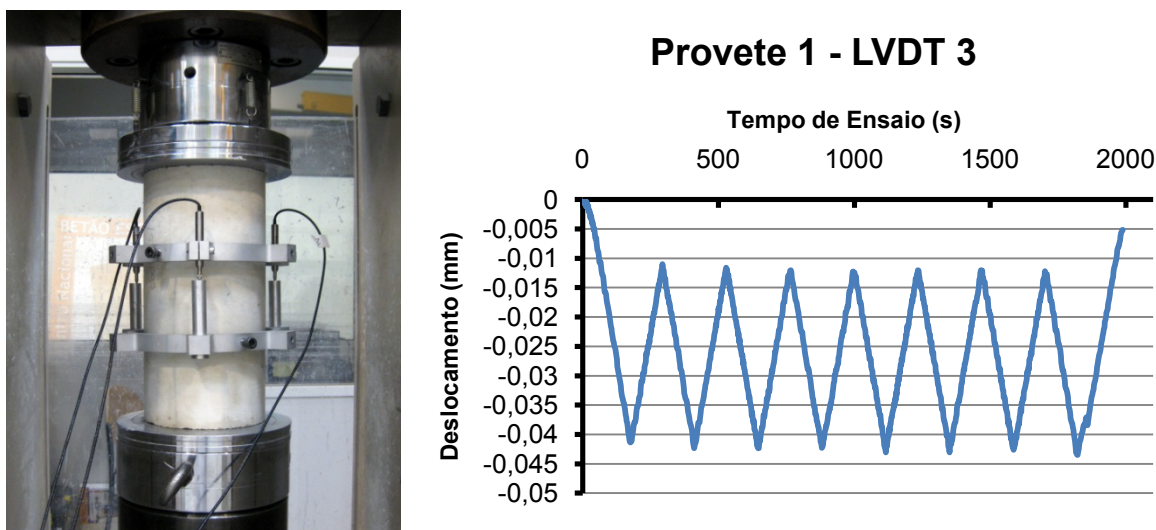


Figura 3.24 – a) Provete cilíndrico durante a realização do ensaio de determinação do módulo de elasticidade; b) Aspecto do gráfico da medição de um dos LVDT's.

Tabela 3.17 – Valores do módulo de elasticidade obtidos nos ensaios

	Provete 1	Provete 2	Provete 3	Média
Módulo de Elasticidade E (GPa)	42,48	42,46	43,52	42,75
Variância (%)	0,74	0,96	0,67	–

3.4.3.2. Ensaio de resistência à compressão

A realização deste ensaio rege-se pela norma NP EN 12390-3 (2003). Os três provetes utilizados para a realização deste ensaio são os mesmos utilizados no ensaio para a determinação do módulo de elasticidade. Dado que a realização deste ensaio se deu imediatamente a seguir ao ensaio de determinação do módulo de elasticidade, este também foi efectuado aos 28 dias. O ensaio é efectuado na mesma máquina de ensaio, no entanto sem a presença dos LVDT's e dos anéis no provete.

Conforme descrito na norma, a aplicação da força deve ser efectuada de forma constante. No entanto neste ensaio esse procedimento foi ligeiramente alterado, passando a carga aplicada a ser controlada por uma progressão de deslocamentos aplicados a velocidade constante. Este deslocamento foi de 0,1 mm/s até ao ajuste dos pratos da prensa e para uma carga de 2 kN. Posteriormente a carga foi aplicada a uma velocidade constante de 0,02 mm/s.

A Figura 3.25 a) apresenta um provete cilíndrico após o ensaio de rotura à compressão simples e na Figura 3.25 b) encontra-se representado o gráfico de relação entre a força aplicada e o deslocamento sofrido pelo provete obtido directamente da prensa.

Com base na força máxima aplicada nos vários provetes calculou-se a resistência à compressão. Os resultados encontram-se representados na Tabela 3.18.

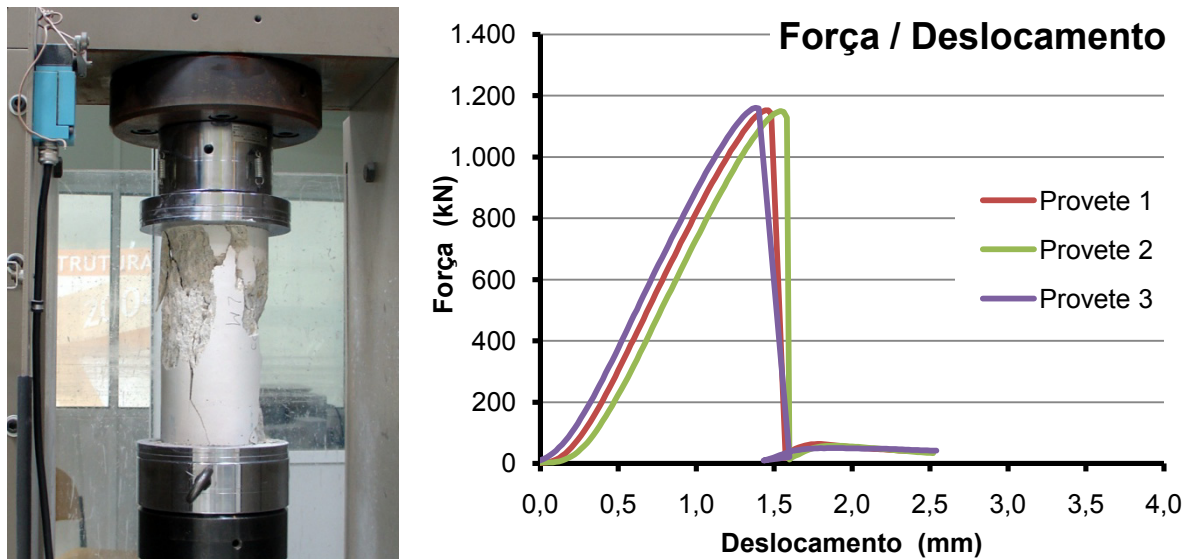


Figura 3.25 – a) Aspecto de um provete cilíndrico após o ensaio de rotura à compressão;
b) Curvas da relação entre a força aplicada e o deslocamento sofrido

Tabela 3.18 – Valores da força máxima aplicada e da resistência à compressão dos provetes

	Provete 1	Provete 2	Provete 3	Média da Resistência à Compressão (MPa)	Desvio Padrão da Resistência à Compressão (MPa)	Variância da Resistência à Compressão (%)
Força Máxima Aplicada (kN)	1152,6	1149,9	1161,0	65,33	0,33	0,50
Resistência à Compressão (MPa)	65,22	65,07	65,70			

3.4.3.3. Estudo da retracção

Ao contrário dos restantes ensaios o estudo da retracção não se baseou em nenhuma norma ou especificação existente. Para realizar este estudo foram betonados dois prismas com uma secção de 0,15×0,15 m e um comprimento de 0,55 m, na mesma altura da realização dos ensaios de betão fresco.

A avaliação da retracção foi realizada utilizando dois métodos. O primeiro consiste na colocação no interior do prisma de um extensómetro de embeber, realizado por um investigador do LABEST. A medição realizada por este extensómetro é efectuada a cada minuto por um sistema de leitura de dados (Datataker, Figura 5.2), que por sua vez armazena os resultados possibilitando a sua exportação para uma folha de cálculo. A cadência das medições permite considerar a medição como sendo contínua. Este extensómetro de embeber é visível na Figura 3.26 a).

A experiência dos elementos do LABEST diz que estes extensómetros são falíveis não só nos resultados apresentados mas porque podem deixar de funcionar. Por essas razões recorre-se a uma medição manual da retracção. Esta medição manual assenta na colocação de duas referências em pelo menos duas faces dos provetes, sendo que no ensaio realizado se colocou em todas as faces pois é muito fácil remover as referências ao efectuar as medições. Uma vez colocadas as referências nas faces do betão a medição é efectuada recorrendo a um alongâmetro (Figura 3.26 b)), com as medições a serem realizadas de forma mais concentrada no início e mais espaçadas ao longo do tempo.

Ambos os provetes após a betonagem foram colocados numa câmara a 20°C de temperatura e com uma humidade relativa de 50%.

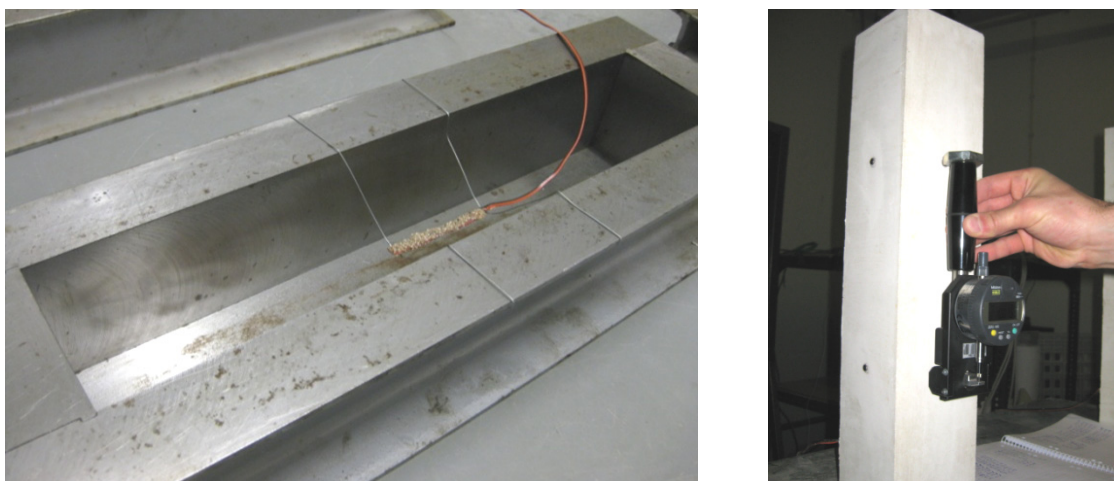


Figura 3.26 – a) Extensómetro de medição contínua; b) Alongâmetro e referências na face do provete

No início da aquisição de dados ocorreu uma falha na obtenção das medições nos primeiros dois dias. Assim para colmatar esta falha, e dado que é nos primeiros dias que se dá a maior contribuição para a retracção, foram betonados mais dois provetes com a mesma composição. Uma vez que a medição da retracção nos primeiros dois provetes só começou ao fim de dois dias foi necessário “deslocar” o gráfico obtido para a retracção expectável ao fim desses dois dias. Assim calculou-se a média da retracção ocorrida nos dois provetes betonados mais tarde e considerou-se esse como sendo o valor da retracção ocorrida nos dois primeiros provetes.

A obtenção de valores decorreu da medição manual e contínua durante 28 dias relativamente aos provetes betonados aquando da realização dos ensaios e durante 23 dias para os provetes betonados mais tarde.

Na Figura 3.27 apresenta-se o gráfico com os resultados das medições contínuas (Prismas) e recorrendo ao alongâmetro. O número identifica o provete a que se refere cada uma das medições sendo o 1 e o 2 relativos à primeira betonagem, na mesma altura que a realização dos ensaios em betão fresco e o 3 e o 4 à segunda betonagem. Uma vez que foram realizadas quatro medições em cada um

dos provetes utilizando o alongâmetro, a medida apresentada na Figura 3.27 é a média das quatro medições, cada uma correspondendo a uma face do prisma.

Com base nos valores alcançados apresenta-se a Tabela 3.19 com o resumo das medições obtidas.

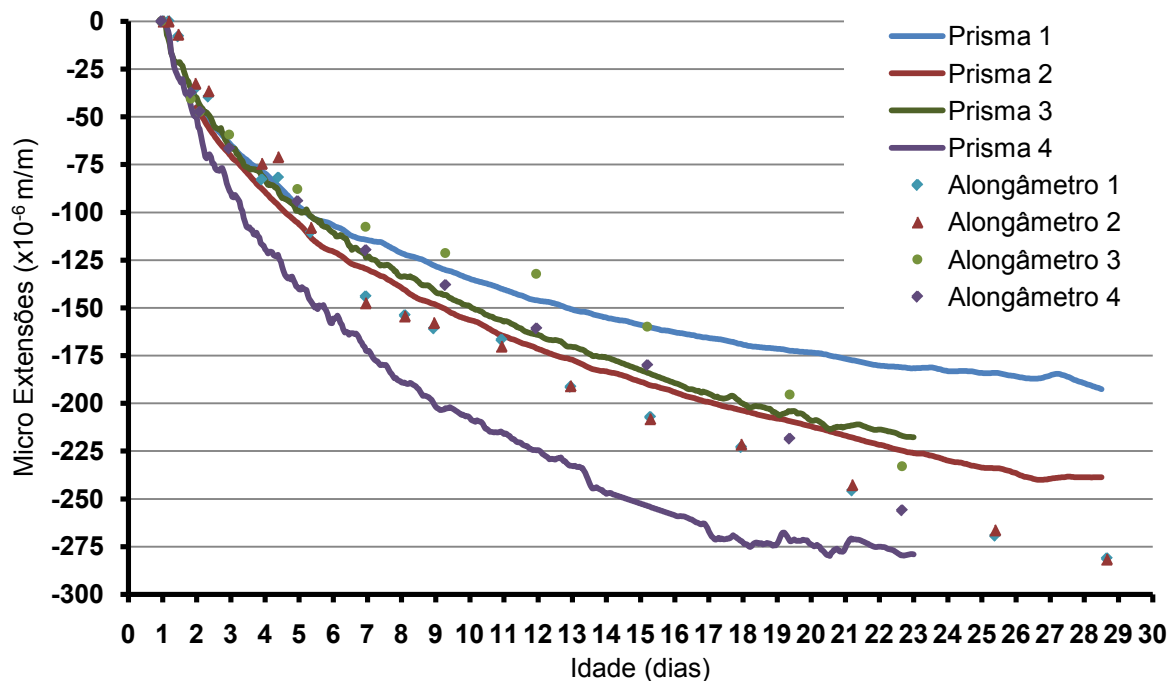


Figura 3.27 – Resultados obtidos na avaliação da retracção

Tabela 3.19 – Valores da retracção para vários períodos de ensaio ($\times 10^{-6}$ m/m)

Idade	7 dias	23 dias	28 dias
Provete 1	-114,430	-181,594	-189,437
Provete 2	-129,940	-226,046	-238,631
Provete 3	-123,198	-217,717	–
Provete 4	-172,857	-279,008	–
Alongâmetro 1	-144,0	-275,2*	-281,2
Alongâmetro 2	-147,5	-273,9*	-281,7
Alongâmetro 3	-107,5	-232,8	–
Alongâmetro 4	-119,9	-256,0	–

* Valor calculado pela média ponderada dos valores imediatamente antes e depois

3.4.3.4. Determinação do coeficiente de difusão dos cloretos

Para a determinação do coeficiente de difusão dos cloretos, recorreu-se à especificação do LNEC E-463 (2004a). Esta norma baseia-se no método rápido CTH desenvolvido na Suécia e encontrando-se

regulamentado na norma NT BUILD 492 (1999c) no qual a especificação do LNEC se fundamenta. (Figueiras, H.I.M., 2006)

Este método não estacionário baseia-se numa relação teórica entre os fenómenos de difusão e migração a partir da qual se pode determinar a profundidade de penetração dos cloretos. (Figura 3.29) Assim, através da aplicação de um potencial eléctrico é forçado, por migração, o transporte de iões cloreto através do betão.

Os provetes utilizados foram betonados aquando da realização dos ensaios em betão fresco e têm como dimensões, 100 mm de diâmetro e 50 mm de altura. Para este ensaio foram betonados três provetes. Uma vez descofrados, mantiveram-se os provetes em câmara húmida com a temperatura a 20°C e a humidade relativa a 100% durante 28 dias.

Antes de realizar o ensaio propriamente dito, os provetes são sujeitos a vácuo durante 3 horas e em seguida, mergulhados numa solução saturada de hidróxido de cálcio mantendo-se assim durante 18 horas.

Depois deste pré-acondicionamento, os provetes são colocados num dispositivo próprio para este ensaio. (Figura 3.28 a)). Este dispositivo tem dois reservatórios, um em cada uma das faces do provete. No reservatório correspondente à face do provete cuja face, durante a betonagem era a que não ficava em contacto com a cofragem, é colocada uma solução de cloretos (solução catódica). No outro reservatório é colocada uma solução de hidróxido de sódio (solução anódica).

Uma vez preparado o provete, o dispositivo é ligado ao sistema de medição e de aplicação da corrente eléctrica (Figura 3.28 b)) sendo sujeito a uma voltagem inicial pré definida. Regista-se a corrente inicial que passa em cada provete e conforme o valor dessa corrente aplica-se uma voltagem à qual está associada um tempo de ensaio, estando estes parâmetros definidos na especificação do LNEC.

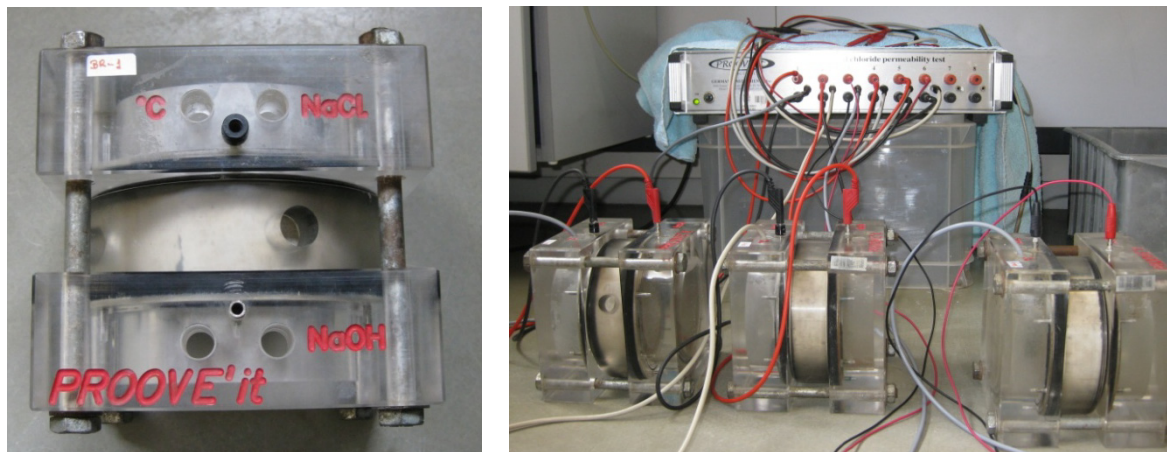


Figura 3.28 – a) Dispositivo para colocação das soluções; b) Dispositivo de aplicação de corrente

Finalizado o ensaio, os provetes são seccionados axialmente em duas partes, sendo seleccionada a que tiver a superfície de ruptura o mais perpendicular possível em relação aos topos.

A medição da penetração dos cloretos é realizada utilizando o método colorimétrico, consistindo este em pulverizar as superfícies de fractura com uma solução de nitrato de prata, colocando em seguida as metades do provete num local escuro durante uma hora para depois as expor a uma luz fluorescente durante algumas horas. Este método realça as zonas do provete onde ocorreu a penetração dos cloretos (zona mais clara na Figura 3.29) facilitando assim a definição do perfil de penetração e possibilitando

encontrar a profundidade média de penetração de cloretos. Recorrendo à 2ª Lei de Fick e à profundidade média de penetração dos cloretos, calcula-se o coeficiente de difusão aparente (D_{ns}), recorrendo às fórmulas seguintes:

$$D_{ns} = \frac{RTL}{IFU} \frac{x_d - \alpha \sqrt{x_d}}{t} \quad (3.4)$$

$$\alpha = 2 \sqrt{\frac{RTL}{IFU}} \times \varepsilon \quad (3.5)$$

$$\varepsilon = \operatorname{erf}^{-1} \left(1 - \frac{2C_d}{C_0} \right) \quad (3.6)$$

Onde:

D_{ns} – Coeficiente de Difusão Aparente obtido num ensaio de migração estacionário (cm^2/s)

R – Constante dos gases, $R = 8,314 \text{ J}/(\text{mol} \cdot \text{K})$

T – Temperatura absoluta ($^\circ\text{K}$)

L – Espessura do provete (cm)

I – Valência Iónica

F – Constante de Faraday, $F = 9,648 \times 10^4 \text{ (V} \cdot \text{mol)}$

U – Diferença de potencial efectivamente aplicado (V)

x_d – Profundidade de penetração medida pelo método colorimétrico (cm)

t – Tempo de duração do ensaio

α – Constante de laboratório

$\varepsilon = 0,0764$ se a concentração na solução externa de cloretos for de 0,5 M

C_d – Concentração de cloretos livres para a qual a cor se altera quando se utiliza o método colorimétrico para medir a profundidade de penetração de cloretos ($\text{kgCl}/\text{m}^3_{\text{solução}}$)

C_0 - Concentração de cloretos livres da solução externa de cloretos

Além de se calcular o coeficiente de difusão aparente, este ensaio permite também a determinação da resistividade do betão. A resistividade é uma propriedade inerente ao betão e está relacionada com a capacidade de transporte de carga eléctrica por parte deste, devido à natureza e topografia da estrutura porosa, da distribuição de água, da concentração iónica na solução intersticial e da temperatura. Assim, uma vez que todos os provetes se encontram nas mesmas condições durante o ensaio, esta medida permite avaliar a estrutura porosa do betão, constituindo uma valiosa informação do ponto de

vista da durabilidade. A resistividade é calculada aplicando a Lei de Ohm, explicita na seguinte equação:

$$R = \frac{V}{I} \leftrightarrow R = \rho \frac{L}{A} \leftrightarrow \rho = \frac{V \times A}{L \times I} \quad (3.7)$$

Onde: R representa a resistência eléctrica (Ω), I a intensidade da corrente (A), V a diferença de potencial (V), ρ a resistividade eléctrica ($\Omega.m$), L o comprimento (m) e A a área (m^2)

Os resultados relativos a este ensaio apresentam-se na Tabela 3.20.

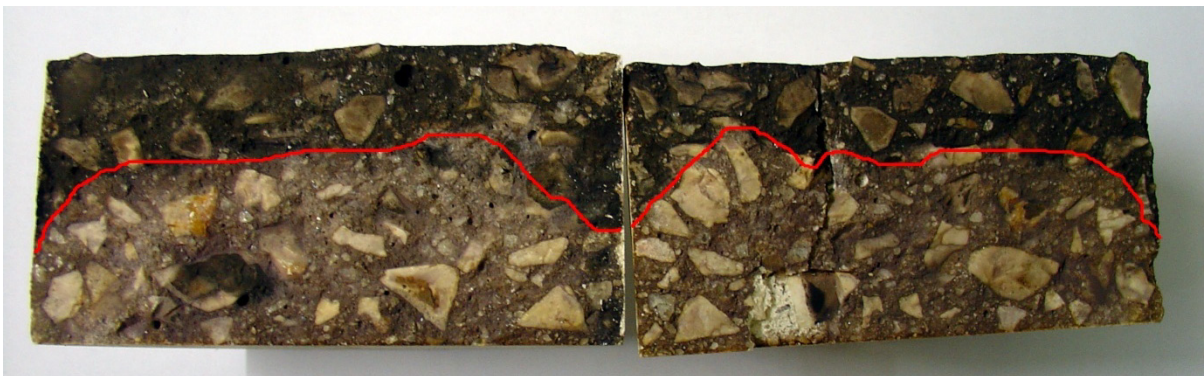


Figura 3.29 – Profundidade de penetração dos cloretos no provete 1.

Tabela 3.20 – Resultados do coeficiente de difusão dos cloretos encontrados

Provete	Prof. Média (cm)	Desvio Padrão.	Variância	D_{ns} ($\times 10^{-12} m^2/s$)	D_{ns} médio ($\times 10^{-12} m^2/s$)	Variância
P1	3,32	1,743	5,25%	15,8	15,7	2,33%
P2	3,36	0,615	1,83%	16,0		
P3	3,21	1,384	4,30%	15,3		

Tabela 3.21 – Resultados da resistividade, baseados na resistividade inicial

Provete	ρ (Ohm.m)	ρ méd (Ohm.m)	Variância
P1	81,03	85,99	4,31 5,02%
P2	88,88		
P3	88,06		

3.5. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS E CONCLUSÕES

3.5.1. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Como já foi referido anteriormente, o betão branco auto-compactável será utilizado nas lâminas do edifício de passageiros do Terminal de Cruzeiros de Leixões como betão aparente. Esta escolha obriga a que o este material se apresente nas melhores condições para que tenha o seu efeito enquanto

elemento arquitectónico. Não existindo nenhum ensaio específico para avaliar a qualidade de acabamento do material, exceptuando a determinação do índice de reflectância, a qualidade exterior foi apenas constatada pelo aspecto dos provetes sujeitos a ensaios e em obra, deverá ser avaliada através da realização de protótipos à escala real.

Tendo como base o aspecto dos provetes ensaiados, pode concluir-se que a camada de pele, conforme explicado no ponto 3.1.2.2, foi bem dimensionada pois os provetes apresentam cor branca e não permitem a visualização dos agregados mais grossos ou seja a camada de pele é opaca o suficiente. A utilização do filer calcário é um factor potenciador do bom resultado obtido.

Na Figura 3.30 é possível constatar a qualidade do aspecto exterior dos provetes.



Figura 3.30 – a) Aspecto de um provete; b) Aspecto dos três provetes cilíndricos ensaiados

De acordo com os resultados dos ensaios efectuados em betão fresco, apresenta-se em seguida a classificação do mesmo com base nos elementos presentes no documento “The European Guidelines for Self Compacting Concrete” (European Group Project, 2005).

Tabela 3.22 – Comparação entre os resultados pretendidos e os obtidos do Betão Fresco

	Classe Pretendida	Resultados	Classe Obtida
Classe de Espalhamento	SF3	d=718 mm	SF2
Classes de Viscosidade	VS1/VF1	$T_{500}=2,4$; $t_v=12,32$	VS2/VF2
Capacidade de Passagem	PA2	PA=0,85	PA2
Resistência à segregação	SR2	SR=11,2	SR2

Como se pode constatar por análise da Tabela 3.22, nos ensaios relativos à capacidade de passagem e de resistência à segregação, a composição comportou-se adequadamente. Já no que diz respeito à classe de espalhamento e de viscosidade os ensaios demonstraram que a composição ensaiada não atingiu os objectivos propostos ficando, em ambas as classes, um patamar aquém do pretendido.

Em relação à capacidade de espalhamento, por comparação com a Tabela 3.6, o resultado obtido fica a cerca de 40 mm de chegar à classe pretendida. Quanto à classe de viscosidade, comparando os valores da Tabela 3.7 com os valores obtidos, estes não se encontram muito distantes dos valores da classe VS1/VF1, principalmente no do T_{500} onde a diferença é de 0,4 segundo, sendo mais considerável no t_v onde a diferença é de mais de 3 segundos.

Conforme o exposto anteriormente, a única exigência quanto ao betão endurecido prende-se com a classe do mesmo, que deve ser C50/60. Segundo o Eurocódigo 2 (2004b), a classe C50/60 deve apresentar um módulo de elasticidade aos 28 dias de 37 GPa e uma tensão média de ruptura de 58 MPa. Uma vez que os valores obtidos, 42,75GPa para o módulo de elasticidade e 65 MPa para a tensão média de ruptura, são superiores aos exigidos, pode concluir-se que a exigência de um betão de classe C50/60 é cumprida com esta composição.

Estudando agora a retracção constata-se, pela análise da Tabela 3.19 que os resultados obtidos apresentam diferenças consideráveis entre provetes e entre métodos de medição. O facto de existirem duas betonagens em datas diferentes poderia ser um dos factores para a diferença em causa. Não é de crer que seja essa a razão, pois a variação de valores ocorre mesmo entre provetes da mesma betonagem.

Analisando as medições contínuas, verifica-se que os resultados dos provetes 2 e 3, provenientes de betonagens distintas, são quase coincidentes, e que os provetes 1 e 4 apresentam valores extremos, o mínimo e o máximo correspondentemente. Examinando agora os resultados das medições com o alongâmetro, é de notar uma maior similaridade entre os valores da mesma betonagem, nomeadamente os da primeira betonagem correspondente ao provete 1 e 2, que se apresentam ao longo de toda a medição quase sempre coincidentes. Na betonagem seguinte, apesar de existir uma diferença entre os valores do provete 3 e 4, esta discrepância torna-se mais ao menos constante ao fim dos primeiros dias, como se pode verificar na Figura 3.27.

Em relação à discrepância entre os vários valores encontrados, a experiência do LABEST indica que este fenómeno é normal, sendo explicado quer pela variabilidade intrínseca à heterogeneidade do betão, quer por erros de leitura, no caso dos alongâmetros, e a grande sensibilidade dos extensómetros. Diferenças mínimas na composição do betão ou a diferença de tempo na betonagem dos provetes, podem contribuir para provocar estas disparidades.

Assim, do ensaio de retracção não se podem retirar conclusões concretas mas sim uma indicação da tendência de comportamento. É, portanto, expectável que os valores da retracção aos 28 dias nunca sejam inferiores a 200×10^{-6} m/m., sendo que o mais provável é atingirem-se valores da ordem dos 250×10^{-6} m/m.

Analisando a Tabela 3.20, constata-se que o índice de difusão de cloretos apresenta um valor de $15,7 \times 10^{-12}$ m²/s.

Tabela 3.23 – Relação entre valor do índice de penetração dos cloretos e a resistência à penetração de cloretos. (GjØrv, O.E.)

Difusão de Cloretos (m ² /s × 10 ⁻¹²)	Resistência à penetração dos cloretos
>15	Baixa
10 – 15	Moderada
5 – 10	Elevada
2.5 – 5	Muito Elevada
<2.5	Extremamente Elevada

Como se pode constatar, comparando os valores obtidos no ensaio com a Tabela 3.23 a composição apresenta uma baixa resistência contra a penetração dos cloretos

3.5.2. CONCLUSÕES

Relativamente ao betão fresco, o comportamento pretendido não foi totalmente atingido. Como já foi referido anteriormente, nem todas as classes desejadas foram atingidas com esta composição, pelo que um dos objectivos seria melhorar a composição de forma a atingir essas classes. Contudo, ao invés de estudar uma nova composição, talvez fosse interessante, aferir se a composição a que se chegou apresenta ou não um comportamento, no estado fresco, suficiente para o elemento em causa, uma vez que os valores das classes pretendidos, para o comportamento enquanto betão fresco, são o máximo de cada classe e assim, muito difíceis de atingir e conjugar, pois um aumento da fluidez e do espalhamento conduziria inevitavelmente a um aumento da segregação.

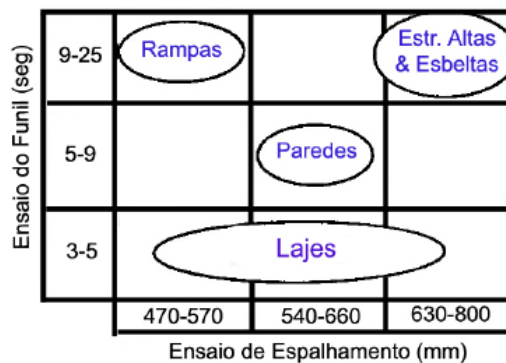


Figura 3.31 – Intervalos de valores recomendados para o ensaio do funil e ensaio de espalhamento atendendo ao tipo de aplicação ((Figueiras, H.I.M., 2006) adaptado de (Walraven, J., 2003))

Como já foi referido, o betão branco aparente vai ser aplicado nas lâminas exteriores do edifício de passageiros do terminal de cruzeiros de Leixões. Com base na Figura 3.31, a composição de betão obtida remete para as estruturas altas e esbeltas. O documento de onde foi retirada a Figura 3.31 (Walraven, J., 2003), não dá qualquer indicação sobre dimensões que permitam distinguir “estruturas altas e esbeltas” de “parede”. Assim, no caso de as lâminas do Terminal de Cruzeiro de Leixões pudessem ser classificada como uma estrutura alta e esbelta, a composição encontrada já seria suficiente para cumprir os requisitos enquanto betão fresco. Para tirar as dúvidas sobre a adequabilidade desta composição ao elemento em questão, o estudo poderia passar pela realização de um elemento à escala real. Este elemento teria de ser escolhido de forma a representar a lâmina na secção em que a auto-compactibilidade fosse mais importante, por exemplo, onde houvesse uma maior taxa de armadura. Isto permitiria também estudar aspectos relacionados com a cofragem e o aspecto exterior do betão.

Caso no ensaio à escala real a composição se mostrasse inadequada, seria necessário proceder ao estudo de uma composição que diminuísse o tempo no funil e aumentasse o diâmetro de espalhamento.

Em relação à retracção, tal como foi discutido no ponto anterior, apenas é possível retirar uma indicação da tendência. Apesar de ser uma tendência, o valor encontrado é elevado, pelo que uma forma de minimizar a retracção passaria pela introdução de um adjuvante de controlo de retracção. Este adjuvante seria mais uma variável a introduzir no caso de se fazer um novo estudo para encontrar uma composição.

Os valores obtidos para o ensaio de difusão dos cloretos são bastante problemáticos para a estrutura. Dada a propensão à presença de iões cloretos na estrutura, o valor obtido coloca bastantes reservas em relação à durabilidade da mesma devido ao ataque por difusão de iões cloretos. O valor auferido não era esperado pois seria expectável que uma maior utilização de material fino, como é o caso dos BAC's, conduziria a uma melhor estrutura interna, mais densa e logo mais resistente a este tipo de ataques. No entanto este ensaio baseia-se na profundidade da penetração, medida que é muito mais sensível à tortuosidade da rede porosa do que à dimensão e volume total dos poros. (Figueiras, H.I.M., 2006) A introdução dos metacaulinos será então uma mais-valia, pois como referido no ponto 3.2.4 a introdução deste elemento aumenta a resistência à penetração de elementos exteriores, nomeadamente os cloretos.

4.

MODELAÇÃO COM RECURSO AO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

Desde sempre se recorreu ao uso de modelos para o estudo das obras de engenharia. A utilização de modelos físicos foi durante muito tempo, uma das ferramentas utilizadas pelos Engenheiros Cívicos para o estudo de estruturas cujo comportamento não era facilmente representado em termos numéricos. Actualmente o uso de modelos físicos é ainda corrente sendo a sua utilização explicada com a necessidade de avaliação de fenómenos cuja formulação matemática seja mais complicada. Por exemplo é comum recorrer a modelos físicos para a avaliação do comportamento em estruturas do âmbito da Engenharia Marítima, como é o caso de molhes e na Engenharia Estrutural, em edifícios mais peculiares, na avaliação dos efeitos do vento devido à formação de vórtices, pressões e subpressões que provocam vibrações e deslocamentos muitas vezes não previstos nos modelos numéricos.

Actualmente, a capacidade de processamento dos computadores e o software disponível permitem, a modelação de estruturas de alto grau de complexidade sem a necessidade de construção de um modelo físico. Ou seja, é possível recriar a estrutura no computador, estudá-la do ponto de vista do comportamento estático e dinâmico, obter os esforços actuantes e assim, proceder ao dimensionamento da mesma. Alguns programas actuais vão ainda mais longe, efectuando o dimensionamento das armaduras conforme os esforços obtidos, permitindo, por isso, um grande aumento de produtividade. Outra vantagem prende-se com o facto de ser possível uma maior optimização da estrutura pois as alterações no modelo são fáceis de realizar. Assim, é possível estudar uma maior variedade de soluções e obter uma solução satisfatória, quer em termos económicos, quer em termos do cumprimento dos pré-requisitos funcionais e regulamentares.

No entanto, esta aparente facilidade de modelação tem um perigo. Por vezes tende-se a descurar a análise do modelo, procedendo-se ao dimensionamento conforme os resultados obtidos pelo programa, isto sem realizar verificações para averiguar se o modelo construído tem erros. Erros que tanto podem ser devidos a falhas humanas, como cargas mal aplicadas, ou problemas na própria modelação, como por exemplo, a utilização de encastramentos onde deviam ser considerados apoios duplos, etc. É importante, portanto, perceber o modelo, saber quais os elementos que “seguram” o quê, a transmissão das cargas, quais os elementos mais rígidos e a influência de cada decisão tomada.

Será na base deste último parágrafo que incidirá este capítulo onde se procederá à análise do modelo actual do Terminal de Cruzeiros do Porto de Leixões. O actual modelo representativo da estrutura na fase de projecto de execução, teve por parte do autor, várias adaptações ao anterior modelo existente, da fase de anteprojecto.

O software utilizado para a execução do modelo foi o *Autodesk Robot 2009* cujo motor de cálculo estrutural se baseia no método dos elementos finitos.

4.1. SOFTWARE UTILIZADO

Para a elaboração do modelo recorreu-se ao programa *Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2009* (ROBOT). Este software pode ser utilizado na elaboração, análise e até, em alguns casos, no dimensionamento de estruturas de diferentes graus de complexidade.

A elaboração dos modelos pode ser efectuada conforme a complexidade da estrutura a analisar. É possível analisar desde estruturas simples, como pórticos ou lajes, até estruturas altamente complexas com a presença de elementos de casca e barras em conjunto. As potencialidades do programa são grandes, sendo necessário dedicar algum tempo para aprender e talvez mais importante, compreender o efeito e a razão da existência das suas características diversificadas.

A análise de superfícies é executada recorrendo ao método dos elementos finitos que será alvo de análise no ponto 4.2. Uma vez efectuado o cálculo da estrutura, os resultados são apresentados em mapas de esforços nas cascas e em diagramas nas barras. É também possível, por exemplo, proceder a cortes nas cascas visualizando os diagramas de esforços segundo os planos de corte. A visualização da deformação da estrutura é um método de verificação bastante expedito no sentido de averiguar possíveis erros de elaboração do modelo.

Uma das grandes potencialidades do ROBOT prende-se com a possibilidade de utilizar as normas mais comuns na verificação da estrutura. Normas como os vários Eurocódigos fazem parte do programa e permitem a sua utilização na verificação e dimensionamento da estrutura. No entanto, para o modelo em estudo, esta funcionalidade não será utilizada, uma vez que os dimensionamentos serão realizados externamente ao programa.

Em suma, o ROBOT é um software muito potente, com uma interface bastante intuitiva e de fácil aprendizagem, mas perante o surgimento de problemas, por vezes não fornece informações suficientes para ajudar o utilizador a ultrapassá-los.

4.2. MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

O método dos elementos finitos (FEM) é uma técnica numérica utilizada na resolução de estruturas, e outros problemas de engenharia, cuja formulação se pode basear no método dos deslocamentos, em modelos de equilíbrio ou em métodos híbridos e mistos. (Azevedo, Á.F.M., 2003)

As funções de aproximação no FEM são determinadas em termos de valores nodais. Um problema contínuo ao ser resolvido utilizando o FEM, é discretizado em elementos finitos com valores nodais desconhecidos. São os valores nodais que são calculados utilizando equações definidas para descrever o fenómeno em estudo. Valores no interior de elementos finitos podem ser recuperados utilizando os valores nodais. Uma maior precisão de resultados é obtida com a aproximação dos nós levando, no entanto, a um maior número de equações e maior tempo de processamento.

De forma a sumarizar em termos gerais o método de funcionamento do FEM apresenta-se em seguida os passos para a obtenção da solução. (Adaptado de (Nikishkov, G.P., 2009))

1. *Discretização do contínuo.* O primeiro passo passa pela divisão em elementos finitos da região em estudo. Por norma a malha de elementos finitos é gerada por um programa, pré-processor, sendo que, no caso do ROBOT, este contém um processador de malha de elementos finitos integrado.
2. *Seleção das funções de interpolação.* Funções de interpolação são usadas para interpolar as variáveis em estudo. Por norma a interpolação utilizada baseia-se em funções polinomiais.

3. *Definir as propriedades dos elementos.* A equação matricial para os elementos finitos deve ser estabelecida de forma a relacionar os valores nodais da função desconhecida com outros parâmetros definidores do comportamento da região em estudo. O ROBOT possui a vantagem de possuir uma larga biblioteca de materiais, nomeadamente os mais utilizados, com as características regulamentares já definidas.
4. *Assemblar os elementos das equações.* Para encontrar a equação global para toda a região em estudo é necessário efectuar a assemblagem de todos os elementos da equação. Por outras palavras é imprescindível efectuar a combinação dos elementos locais das equações para todos os elementos usados na discretização. A definição das condições de fronteira é tida em conta nesta fase. O ROBOT procede a esta operação durante o cálculo da estrutura.
5. *Resolver o sistema de equações global.* O sistema de equações resultante dos elementos finitos pode ser resolvido utilizando métodos directos ou métodos iterativos. Os valores nodais são produzidos como o resultado proveniente da resolução deste sistema de equações.
6. *Cálculo de variáveis,* nomeadamente esforços, tensões e deslocamentos.
7. *Dimensionamento* com base nas variáveis obtidas e limitações regulamentares.

No que toca à definição da malha de elementos finitos, o programa ROBOT, permite a sua definição automática, segundo dois tipos de malha, uma baseada no método de Coons e outra baseada no método de Delaunay's. Em seguida dá-se uma explicação sumária das diferenças entre estes dois métodos tendo por base a ajuda do ROBOT.

- O método de Coons divide a estrutura em estudo, em elementos triangulares ou quadriláteros em que, lados opostos são divididos no mesmo número de segmentos. Ou seja, faces opostas da estrutura em estudo, são divididas o mesmo número de vezes, existindo uma ligação entre os pontos de uma face com os pontos da face oposta. Um exemplo da sua aplicação encontra-se representado na Figura 4.1 a).
- O método de Delaunay's, consiste na divisão otimizada em triângulos e, no ROBOT, apenas pode ser usado em elementos planos, ao contrário do método de Coons que pode ser utilizado em elementos volumétricos. A sua utilização é aconselhada em casos em que existam aberturas, ou em que a geometria seja mais complicada. Na Figura 4.1 b) encontra-se um exemplo da divisão obtida utilizando este tipo de malha.

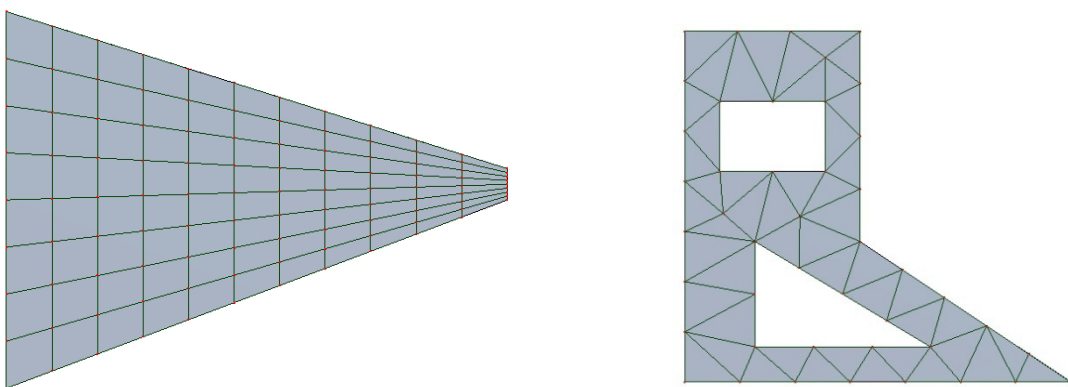


Figura 4.1– a) Superfície em planta com malha de elementos finitos usando o método de Coons
b) Superfície em planta com malha de elementos finitos usando o método de Delaunay's

O ROBOT permite que a escolha da malha seja realizada pelo utilizador, ou o próprio programa efectua a escolha dependendo da geometria do elemento, das forças aplicadas entre outros factores, pelo que é comum os dois tipos de malha coexistirem no mesmo elemento estrutural.

4.3. O MODELO

A equipa projectista de fundações e estruturas da NEWTON, após ter respondido às necessidades das fases iniciais de programa base e estudo prévio, utilizando esquemas estruturais simplificados e modelos parcelares baseados em programas mais simples, optou por desenvolver para a fase de anteprojecto um modelo o mais completo possível e que representasse integralmente a estrutura em causa.

Esta decisão compreende-se dada a elevada complexidade do edifício e, dada natureza curva e particularmente tridimensional das peças estruturais que a compõe, pela dificuldade em simular em esquemas estruturais simples as diversas interdependências entre elas, logo caracterizar em modelos parciais mais básicos esta estrutura de elevado grau de hiperestaticidade.

O modelo que daí resultou, tornou-se no entanto, à semelhança da própria estrutura que representa, uma verdadeira obra de arte do cálculo automático de estruturas, dada a sua dimensão, as suas particularidades e interligações, mas também um modelo extremamente pesado e difícil de manusear com rapidez e eficiência.

Foi partindo deste modelo, da sua compreensão e da sua adaptação à versão mais actual do projecto, que o autor, pode aperfeiçoar e melhorar o seu conhecimento do programa ROBOT, introduzindo alterações muito significativas ao modelo, do qual permitirá agora retirar resultados que serão muito úteis para a fase de dimensionamento e respectivo desenho.

O edifício em causa foi modelado recorrendo ao uso do modo “*shell design*”, um dos vários modos que o ROBOT possui para ajudar à modelação de estruturas consoante o seu tipo. Este modo admite 6 graus de liberdade por nó, isto é, permite deslocamentos e rotação nos eixos x, y e z, e possibilita a modelação utilizando elementos barra e elementos casca em simultâneo. Em seguida proceder-se-á a uma descrição das várias considerações tidas em conta na elaboração do modelo.

4.3.1. RESUMO DAS TAREFAS REALIZADAS NO MODELO

O modelo analisado neste trabalho representa a maioria dos elementos presentes no edifício real. Os elementos omissos no modelo deve-se ao facto de estes em determinadas situações, serem representados por forças (como são o caso das mezanines) ou então, porque o comportamento resultante das alterações seria de tal forma reduzido que se optou por não as representar mantendo o modelo menos sobrecarregado. A decisão de não inclusão desses elementos foi realizada aquando da elaboração do modelo, em fase de anteprojecto.

A tarefa inicial consistiu na alteração do modelo com o objectivo de corresponder ao estado do projecto mais recente, da fase de execução. A base de trabalho foi o modelo da fase de anteprojecto. O anteprojecto apresentava diferenças muito significativas em relação ao projecto actual pelo que se decidiu reformular uma grande parte do modelo, adequando à última versão do projecto, pelo que se pode considerar que, com excepção das lâminas e da laje do piso 0, praticamente toda a restante estrutura foi sujeita a reformulação. Apresentam-se em seguida as alterações mais significativas em relação ao modelo da fase de anteprojecto:

- Aplicação de uma nova geometria nas lajes, de forma a conter os capitéis e bandas para aplicação de cargas de pré-esforço.

- Aplicação das cargas equivalentes de pré-esforço.
- Remoção de vigas existentes no projecto de execução e aplicação de novas vigas presentes no novo projecto.
- Modificação dos pilares do núcleo central.
- Introdução do biotério no piso -1.
- Alteração das dimensões dos vários elementos.
- Aplicação dos materiais correspondentes a cada elemento.
- Alteração do quadro de combinações de forma a este conter a carga devido ao pré-esforço.

Uma vez alterada a geometria do modelo e aplicadas as cargas, procedeu-se á discretização do modelo em elementos finitos conforme será explicado no ponto 4.3.3, efectuando em seguida o cálculo do mesmo.

Apresenta-se na Tabela 4.1 um resumo dos principais dados de entrada do modelo elaborado, de forma a dar ideia da complexidade e dimensão do mesmo.

Tabela 4.1 – Dados principais de entrada

Objecto	Número
Nós	58628
Elementos barra	468
Elementos casca	5181
Cargas Aplicadas	173 (132 - Pré-Esforço)

4.3.2. MODELAÇÃO GEOMÉTRICA

De forma a dar uma ideia geral da complexidade do modelo do edifício, apresentam-se nas Figura 4.2 e Figura 4.3 o modelo tridimensional.

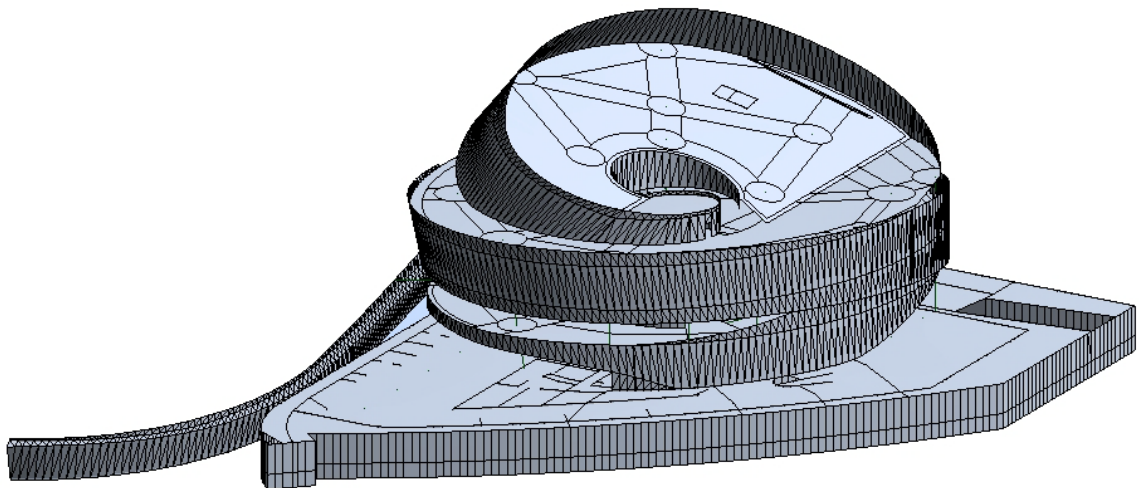


Figura 4.2– Representação do modelo do edifício na totalidade - Vista 1

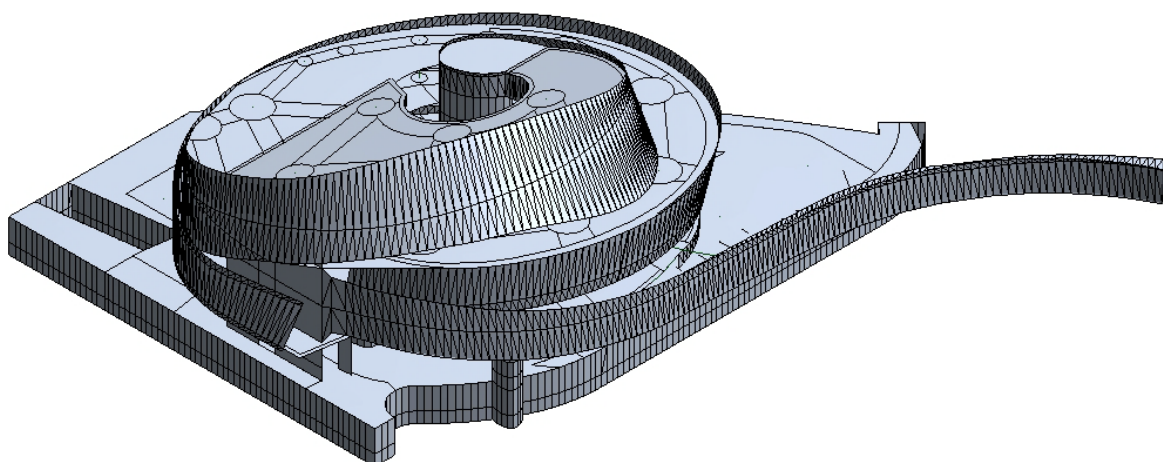


Figura 4.3– Representação do modelo do edifício na totalidade - Vista 2

Os elementos de laje, paredes e lâminas são realizados recorrendo a elementos de casca, que são os elementos visíveis na Figura 4.2 e Figura 4.3

As lajes são elementos que se desenvolvem segundo um plano. No entanto, tiveram de ser divididas em zonas maciças, bandas de pré-esforço e capitéis, e em zonas aligeiradas. A razão desta divisão prende-se também com o facto de ser necessário aplicar as várias e distintas acções a que o edifício estará sujeito. Apresenta-se na Figura 4.4 a planta de uma das lajes do edifício.

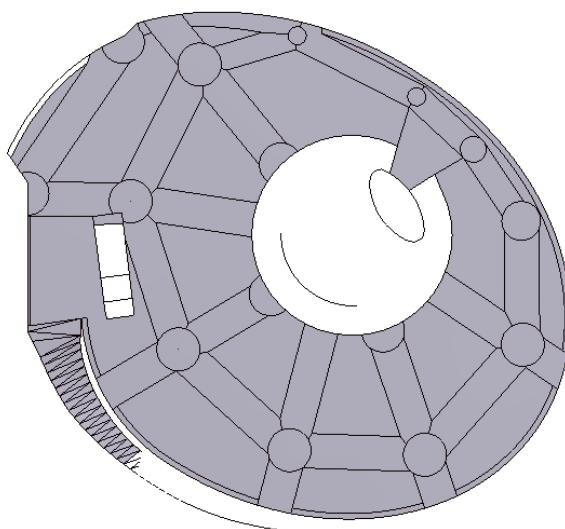


Figura 4.4 – Corte parcial do modelo na Laje do Piso 2

Tal como as lajes também as paredes verticais se desenvolvem segundo um plano, mas ao contrário das lajes não foi necessária a sua divisão em vários painéis.

Uma das limitações do modelo em termos geométricos prende-se com o facto de este não permitir a execução de superfícies curvas de forma satisfatória, ou seja, as curvas são divididas em troços rectos. Por esta razão e de forma a aproximar a estrutura modelada o mais possível da estrutura real, as lâminas, elementos maioritariamente curvos, foram modeladas dividindo-as em triângulos (Figura 4.5).

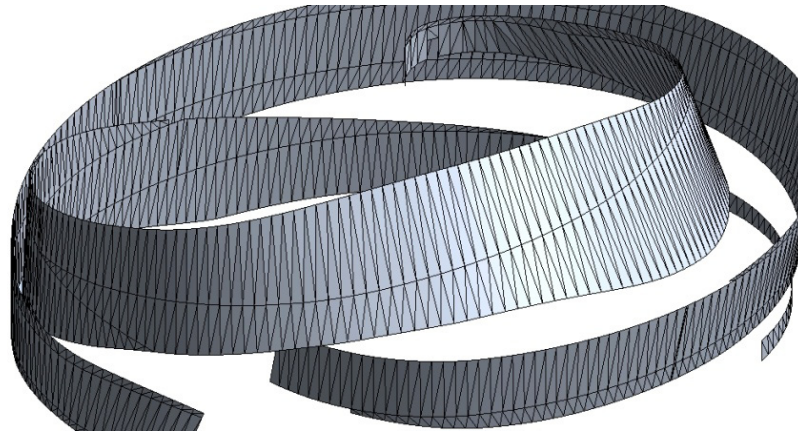


Figura 4.5 – Modelo das lâminas. As linhas horizontais representam a região onde a lâmina intersecta a laje.

Apesar de não serem visíveis na Figura 4.2 e Figura 4.3, os pilares e vigas encontram-se modelados como elementos de barras. Retirando-se as lâminas é facilmente perceptível a presença dos mesmos (Figura 4.6).

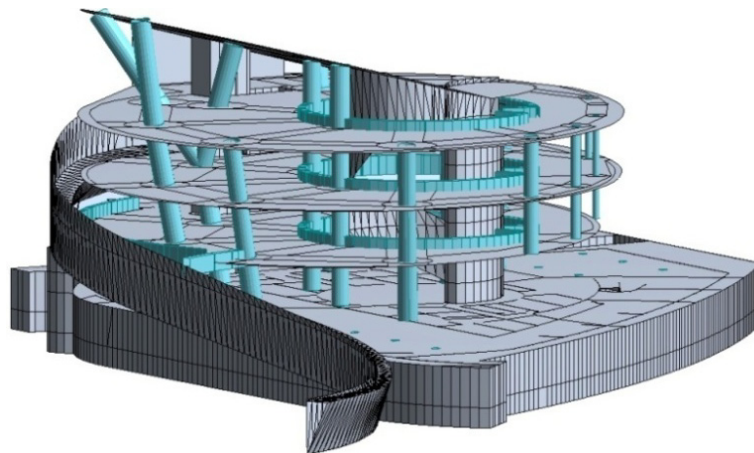


Figura 4.6 – Modelo sem a representação das lâminas

4.3.3. DISCRETIZAÇÃO DO MODELO EM ELEMENTOS FINITOS

Para se proceder ao cálculo da estrutura é necessária a sua discretização em elementos finitos.

No modelo em questão, dada a geometria fora do comum de alguns dos elementos, a malha de elementos finitos introduzida utilizou o método de Delaunay's. O espaçamento máximo entre elementos da malha de elementos finitos utilizado, foi de 1 metro. Este espaçamento foi decidido como um compromisso entre exactidão dos resultados e capacidade de leitura dos mesmos. Esta capacidade de leitura dos dados deve-se à complexidade do modelo utilizado, sendo que um menor espaçamento dos elementos seria desejável do ponto de vista da precisão de resultados mas tornaria a leitura dos mesmos tão demorada que inviabilizaria a utilização do modelo.

A fase de definição da malha de elementos finitos foi uma fase complicada atendendo à complexidade de geometria da estrutura. Ao criar a malha o ROBOT introduzia várias incoerências entre painéis, isto é, quebrava a continuidade da divisão da malha impossibilitando a realização do cálculo da estrutura.

Apresenta-se na Figura 4.7 dois exemplos da divisão em elementos finitos da estrutura. Mesmo com a selecção do método de Delaunay's é visível que nas zonas de geometria mais simples o programa adapta a malha ao método de Coons.

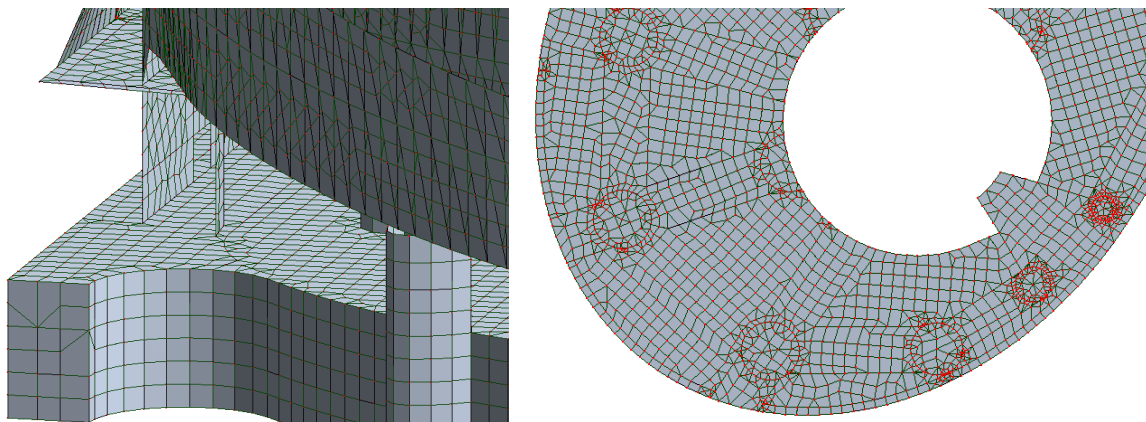


Figura 4.7 – Exemplos da divisão em elementos finitos da estrutura

4.3.4. MODELAÇÃO DOS APOIOS

As fundações neste edifício serão realizadas em paredes moldadas e em estacas conforme descrito no ponto 2.4.1. A ligação com o exterior foi representada por apoios simples. Será com base nas reacções nestes apoios que se dimensionarão os elementos de fundação. Se a opção recaísse na utilização de encastramentos, originar-se-iam momentos elevados nas fundações. O dimensionamento destes elementos de forma a resistirem a momentos elevados conduz a soluções pouco económicas, pelo que a opção passou pela redistribuição desses esforços pela superestrutura sendo desnecessária a absorção destes esforços pelas fundações.

Uma vez que o modelo apenas representa o edifício do terminal, as ligações aos outros elementos do projecto tiveram que ser consideradas, simplificadamente através de, apoios duplos.

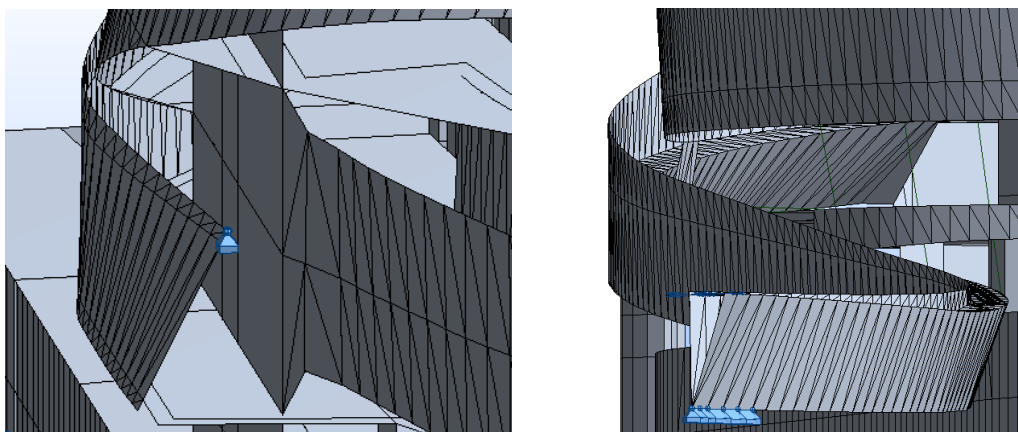


Figura 4.8 – Modelação da a) Ligação entre o edifício do terminal e a manga de acesso ao cais de embarque; b) Ligação entre o terminal e a lâmina de acesso à marina.

Ao serem utilizados elementos de casca, é o plano médio da estrutura que aparece representado no modelo. Assim, em certos casos, quando na estrutura real dois elementos se juntam formando um só elemento, é necessário modelar essa ligação, já que no modelo existirão sempre dois elementos de

casca que não se tocam de forma a que haja uma compatibilização entre esses dois elementos de casca representados.

Para modelar essa ligação recorre-se ao uso de “*rigid links*”, elementos nos quais se define um nó mestre e um nó servente. Os “*rigid links*” vão fazer com que o nó servo tenha o mesmo deslocamento do nó mestre, modelando assim a ligação existente na realidade. Apresenta-se na Figura 4.9 o exemplo da lâmina de acesso à marina. Uma vez que a lâmina se apoia na parede entre o piso 0 e o piso -1 foram colocados os “*rigid links*” para representar essa ligação.

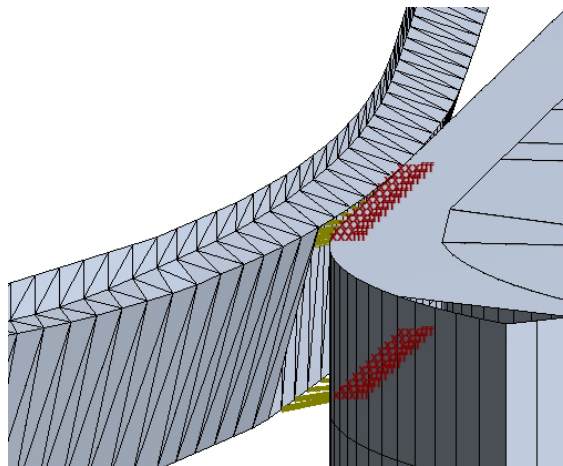


Figura 4.9 – Ligação da lâmina de acesso à marina com parede do piso -1 e 0 onde apoia recorrendo a “*Rigid Links*”. A castanha escura estão definidos os nós mestres.

4.3.5. MODELAÇÃO DAS CARGAS

Com base no ponto 2.3, foram aplicadas as cargas correspondentes na estrutura. Estas foram aplicadas conforme o exposto nesse ponto, exceptuando dois casos. O primeiro caso prende-se com o peso próprio e com a sobrecarga das mezanines, e o segundo com a aplicação de cargas equivalentes para simular o efeito do pré-esforço. O segundo caso, o do pré-esforço, será alvo de uma análise mais detalhada devido ao trabalho desenvolvido para a obtenção das cargas equivalentes.

Em relação ao primeiro caso relativo ao peso próprio e à sobrecarga dos mezanines e, uma vez que estas não se encontravam introduzidas no modelo, foi necessário proceder à sua representação para averiguar a sua influência no edifício. Para as representar, procedeu-se à introdução das cargas do peso próprio e da sobrecarga na área onde estas se localizariam.

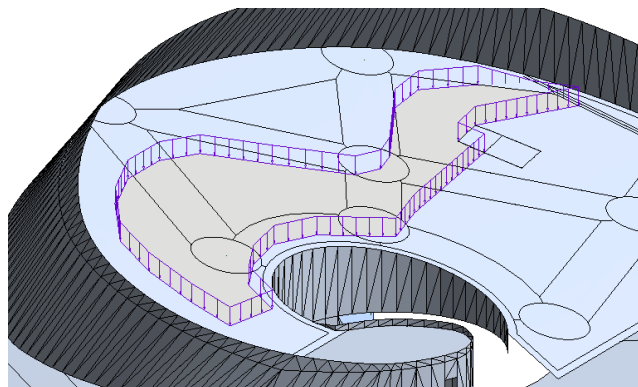


Figura 4.10 – Modelação das mezanines utilizando cargas para simular o efeito desta na bancada.

4.3.5.1. Carga devido ao Pré-esforço

Para a introdução do pré-esforço nas lajes, foi utilizado o método das cargas equivalentes. Este método baseia-se na substituição das forças do cabo de pré-esforço por um sistema de forças, introduzidas como forças exteriores, chamadas de cargas equivalentes, ou seja, uma vez que no modelo não é possível a introdução de um cabo pré-esforçado, substitui-se este por um conjunto de forças que representam o efeito do pré-esforço do cabo.

O traçado tipo de um troço de cabo de pré-esforço nesta estrutura encontra-se representado na Figura 4.11. As cargas equivalentes têm o sentido da curvatura, pelo que existirão duas forças distribuídas descendentes, nas extremidades dos troços, e uma força ascendente entre os pontos de inflexão. Nos locais onde haja confluência de troços, como por exemplo nos capitéis, será utilizada a média das cargas.

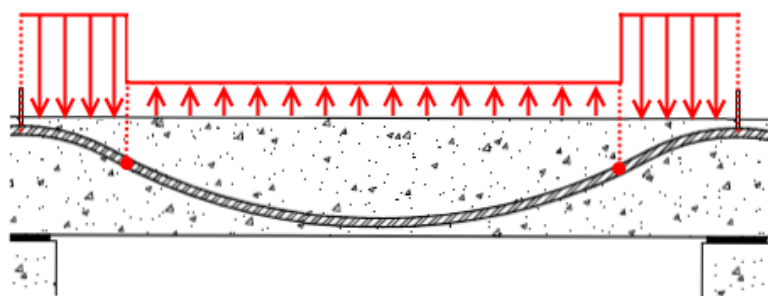


Figura 4.11 – Perfil transversal tipo de um troço do cabo de pré-esforço nas lajes. A vermelho a representação das cargas equivalentes e dos pontos de inflexão.

Para a obtenção das cargas equivalentes, o autor do presente trabalho, criou uma aplicação em Microsoft Excel, que veio simplificar e reduzir de forma muito significativa o tempo de cálculo dessas cargas.

A aplicação de Excel acima referida, permite o cálculo das cargas equivalentes do pré-esforço por troços. Para a aplicação de Excel em questão, troço, é definido como a linha que une os dois pontos onde o cabo de pré-esforço se encontra mais perto da face superior do elemento.

Em termos simples, a aplicação de Excel funciona da seguinte maneira:

- Inicialmente introduzem-se os dados base, nomeadamente, a altura do elemento (H), o recobrimento superior e inferior (X e X' respectivamente), a carga de pré-esforço por cordão, o número de cordões por cabo e o número de cabos por metro de secção transversal.
- Em seguida é necessário fazer o levantamento dos troços, ou seja, com base na definição medir todos os troços (L) e a largura da viga ou diâmetro do pilar onde se inicia e finda o troço ($P1$, $P2$) e introduzir esses dados na folha.
- Com estes dados a aplicação de Excel desenvolvida calcula as equações do traçado do cabo, e através da multiplicação das segundas derivadas (curvatura) dessas equações pela força total, obtém-se a carga equivalente.

Introdução de Dados															
	H	0,50		Carga PE	167,40	kN/cordao		Limpar Dados				Imprimir Cargas Equivalentes (Bandas)			
	X	0,11		Nr cord	4,00	/cabo		Imprimir Coordenadas do Traçado				Imprimir Cargas Equivalentes (Capitéis)			
	X'	0,11		Nr cabos	4,00	/m									
Piso	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Tramo	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
P 1	1,800	1,800	2,000	2,000	1,800	1,800	1,800	0,500	0,500	2,000	0,500	2,000	0,500	1,800	1,800
P 2	1,800	2,000	2,000	1,800	1,800	0,500	1,800	1,800	2,000	0,500	2,000	1,800	1,800	0,500	1,800
L	15,980	14,690	15,590	16,700	16,730	13,360	13,270	6,950	9,550	12,050	12,040	10,700	13,100	6,380	13,780
Cap 1	3,500	3,500	3,700	3,700	3,500	3,500	3,500		1,000	3,700	1,000	3,700	1,000	3,500	3,500
Cap 2	3,500	3,700	3,700	3,500	3,500	1,000	3,500		3,700	1,000	3,700	3,500	3,500	1,000	3,500
Vão	14,180	12,790	13,590	14,800	14,930	12,210	11,470	6,950	8,300	10,800	10,790	8,800	11,950	5,230	11,980
	TROÇOS RECTOS														
	Dados a Introduzir														

Figura 4.12 – Aspecto da folha de cálculo desenvolvida, na zona de introdução de dados.

O desenvolvimento da aplicação de Excel deveu-se não só ao facto de o número de cargas a calcular ser elevado, mas também, à possibilidade de poupar tempo caso sejam realizadas alterações às características que influenciem o traçado do pré-esforço e consequentemente, alterem as cargas equivalentes, como por exemplo, alterações de recobrimentos, da altura da laje ou da força dos cabos de pré-esforço.

O objectivo fundamental da aplicação de Excel era a obtenção das várias cargas equivalentes, contudo, o cálculo das equações que regem o traçado do cabo de pré-esforço, realizado para a obtenção das cargas equivalentes, apresenta a mais-valia de facilmente permitir a obtenção das coordenadas do cabo. Ou seja, a aplicação de Excel possibilita a exportação destes dados para projecto, permitindo obter uma tabela com a posição do cabo segundo o seu desenvolvimento. É ainda possível, com base nestas coordenadas, traçar o gráfico do cabo de pré-esforço. No Anexo 1, encontra-se um exemplo dos dados fornecidos pela aplicação de Excel.

A aplicação de Excel permite ainda ser utilizada para outros projectos que não o do edifício do Terminal de Cruzeiros de Leixões, bastando a introdução de P1 e P2 (distância relativamente às extremidades dos pontos de inflexão do tramo em estudo) e L (distância entre extremidades do cabo), para obter as cargas equivalentes e o traçado do cabo de pré-esforço, sendo portanto uma ferramenta de trabalho para a realização destas tarefas.

Calculadas as cargas equivalentes, estas foram introduzidas no modelo. No total foram introduzidas no ROBOT e apenas devido ao pré-esforço, 132 cargas distintas. Na Figura 4.13 encontra-se um exemplo da aplicação destas cargas.

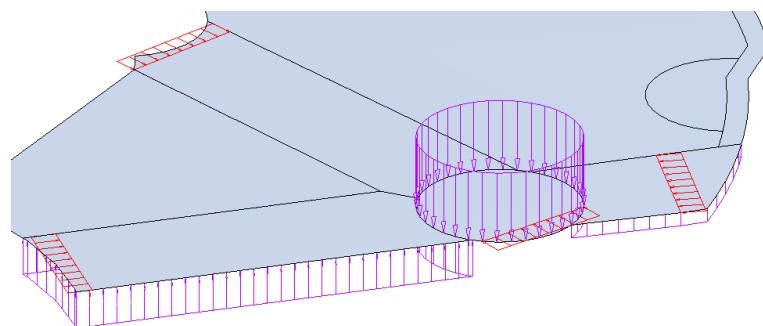


Figura 4.13 – Exemplo de aplicação das cargas equivalentes, no piso 3. As cargas não se encontram à escala.

4.4. ANÁLISE DOS RESULTADOS

Uma vez finalizada a construção do modelo e realizado o cálculo, foi possível a visualização dos vários tipos de esforços presentes na estrutura.

Inicialmente procedeu-se a uma verificação do modelo. A primeira verificação realizada foi a das condições de apoio da estrutura. Utilizou-se a análise modal para se verificar se os apoios foram introduzidos correctamente. Em seguida, verificou-se o efeito das cargas equivalentes. Esta verificação foi realizada, através da análise das deformações e dos mapas de esforços, de forma a demonstrar que o método das cargas equivalentes simula satisfatoriamente o efeito das cargas do pré-esforço.

Finalizada esta verificação, procedeu-se à análise dos resultados propriamente dita, escolhendo-se para isso apenas alguns elementos. Esta simplificação deveu-se ao facto de que uma análise mais alargada dos resultados, seria demasiado morosa para o âmbito e limites deste trabalho. As peças seleccionadas também permitiram a obtenção de informações complementares a utilizar no dimensionamento e no projecto de monitorização.

4.4.1. ANÁLISE MODAL

Uma das formas de verificar se o modelo se encontra correctamente realizado, passa por verificar a deformação da estrutura. Esta verificação pode ser realizada tanto para casos de carga como para a análise modal do edifício. A análise modal permite conhecer os modos de vibração para cada uma das frequências naturais, possibilitando uma rápida verificação das condições de apoio da estrutura.

A análise modal de um edifício tem como finalidade a obtenção das frequências e dos modos de vibração da estrutura. O objectivo desta análise é o de realizar a análise dinâmica do comportamento da estrutura, servindo para, por exemplo, evitar a ocorrência do fenómeno de ressonância. Este fenómeno ocorre quando a frequência da acção, por exemplo de um sismo, se aproxima da frequência natural da estrutura. Esta aproximação provoca um aumento progressivo da amplitude da vibração, que pode provocar o colapso da estrutura mesmo para cargas reduzidas.

O primeiro módulo apresentado não vai ser considerado como um modo de vibração que possa ocorrer na estrutura real. Conforme se encontra representado na Figura 4.14 a parede do núcleo central entra em vibração. Isto deve-se ao facto de esta parede estar modelada desprovida de rigidez complementar no plano perpendicular à parede. Na realidade, esta encontra-se rodeada por uma rampa helicoidal, não modelada por simplificação, que assegura uma maior rigidez do elemento. Deve-se portanto, considerar a introdução de um melhoramento no modelo, através de, por exemplo, a inclusão de apoios elásticos para simular essa ligação.

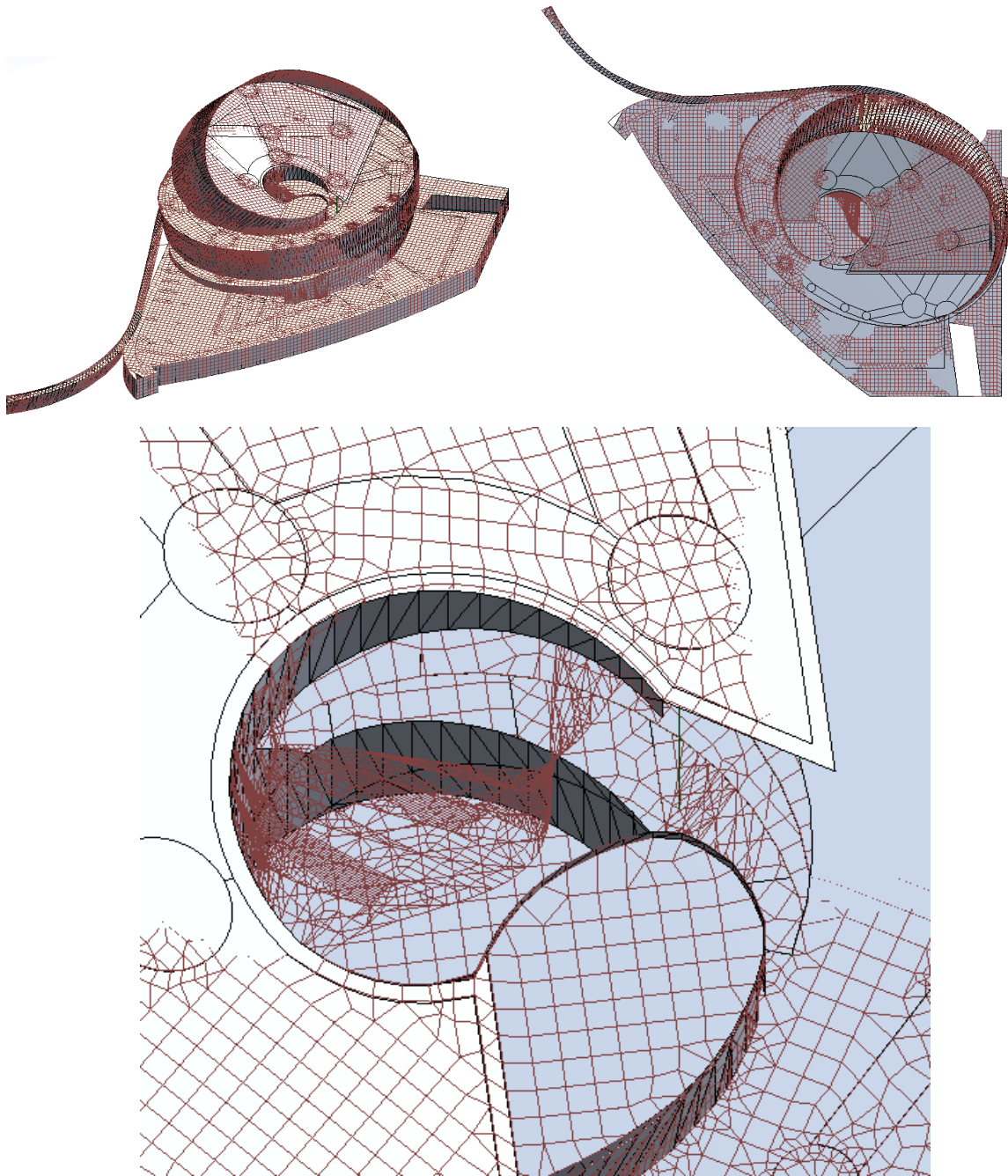


Figura 4.14 – Primeiro modo de vibração – frequência de vibração = 3,40 Hz; Aspecto geral e pormenorização

Na Figura 4.15, apresenta-se o segundo modo de vibração. Neste modo de vibração, as vibrações ocorrem no passadiço de acesso à marina, algo que já era expectável, pois esta é uma das estruturas mais esbeltas do edifício, e onde a distância entre os apoios é maior.

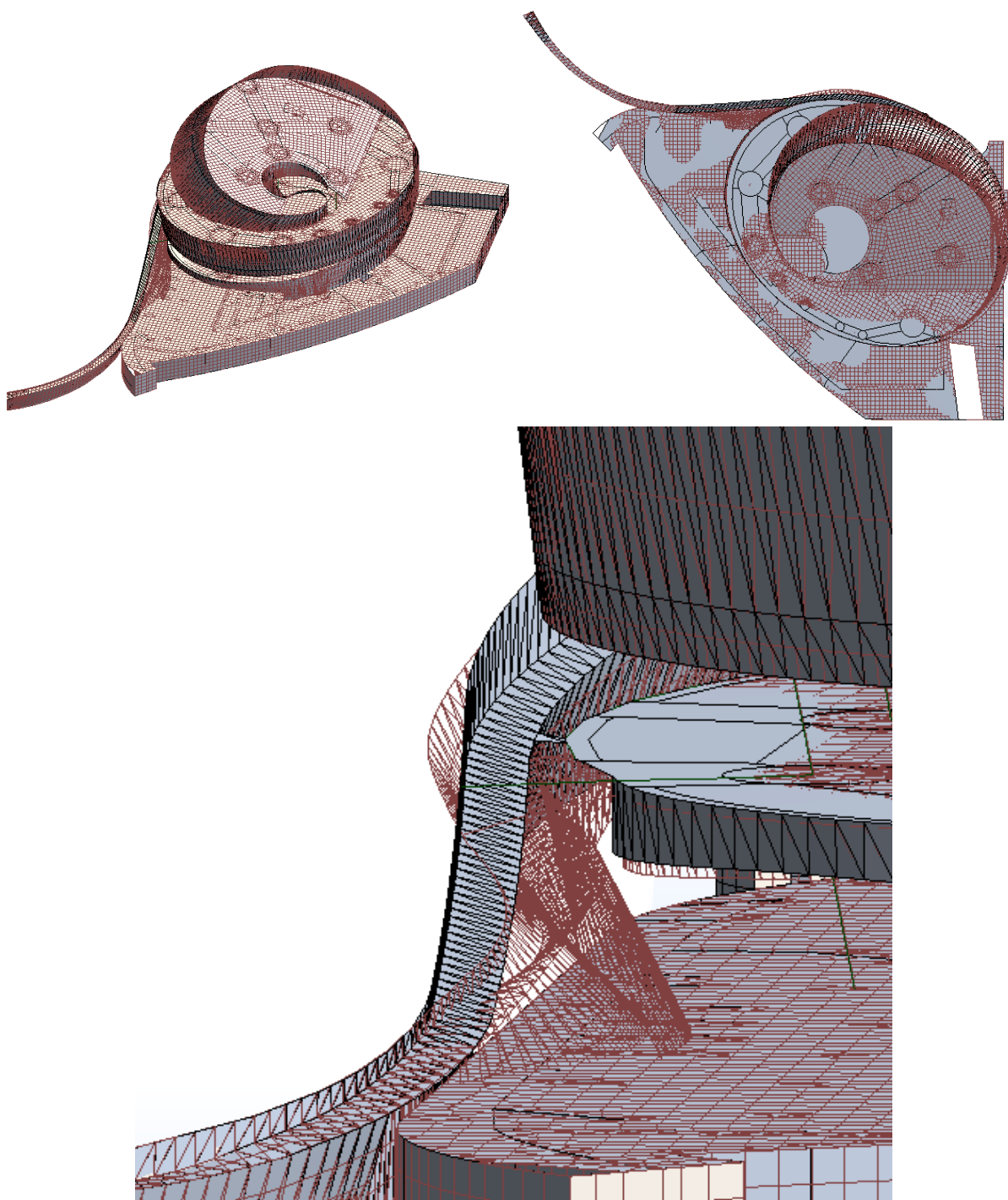


Figura 4.15 – Segundo modo de vibração – frequência de vibração = 3,65 Hz; Aspecto geral e pormenorização

O terceiro modo de vibração encontra-se representado na Figura 4.16. Neste modo o passadiço de acesso à marina apresenta uma vibração mais elevada. Contudo, constata-se o surgimento de vibrações mais significativas no edifício como no piso 2 e o piso 3, cujo comportamento se assemelha a uma consola, que apresentam um deslocamento vertical bastante considerável numa das extremidades. Este comportamento provoca vibrações na zona mais central da laje, que por sua vez influencia o comportamento da lâmina envolvente da bancada.

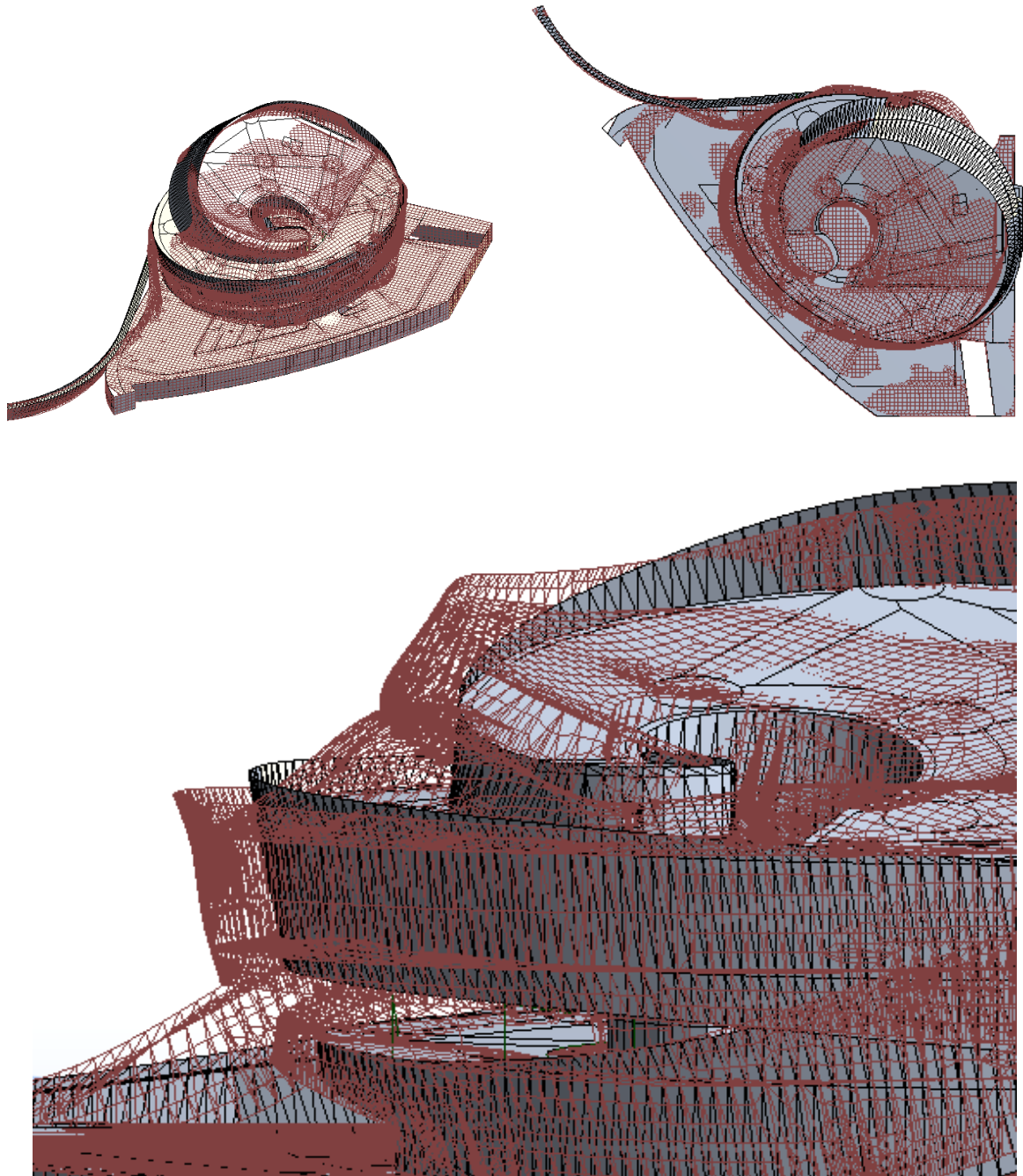


Figura 4.16 – Terceiro modo de vibração – frequência de vibração = 4,34 Hz; Aspecto geral e pormenorização

O último modo que será apresentado é o quarto. Este não apresenta grandes diferenças em relação aos anteriores, continuando o passadiço de acesso à marina com grandes deslocações, e constatando-se um deslocamento vertical descendente do piso 3 e da bancada.

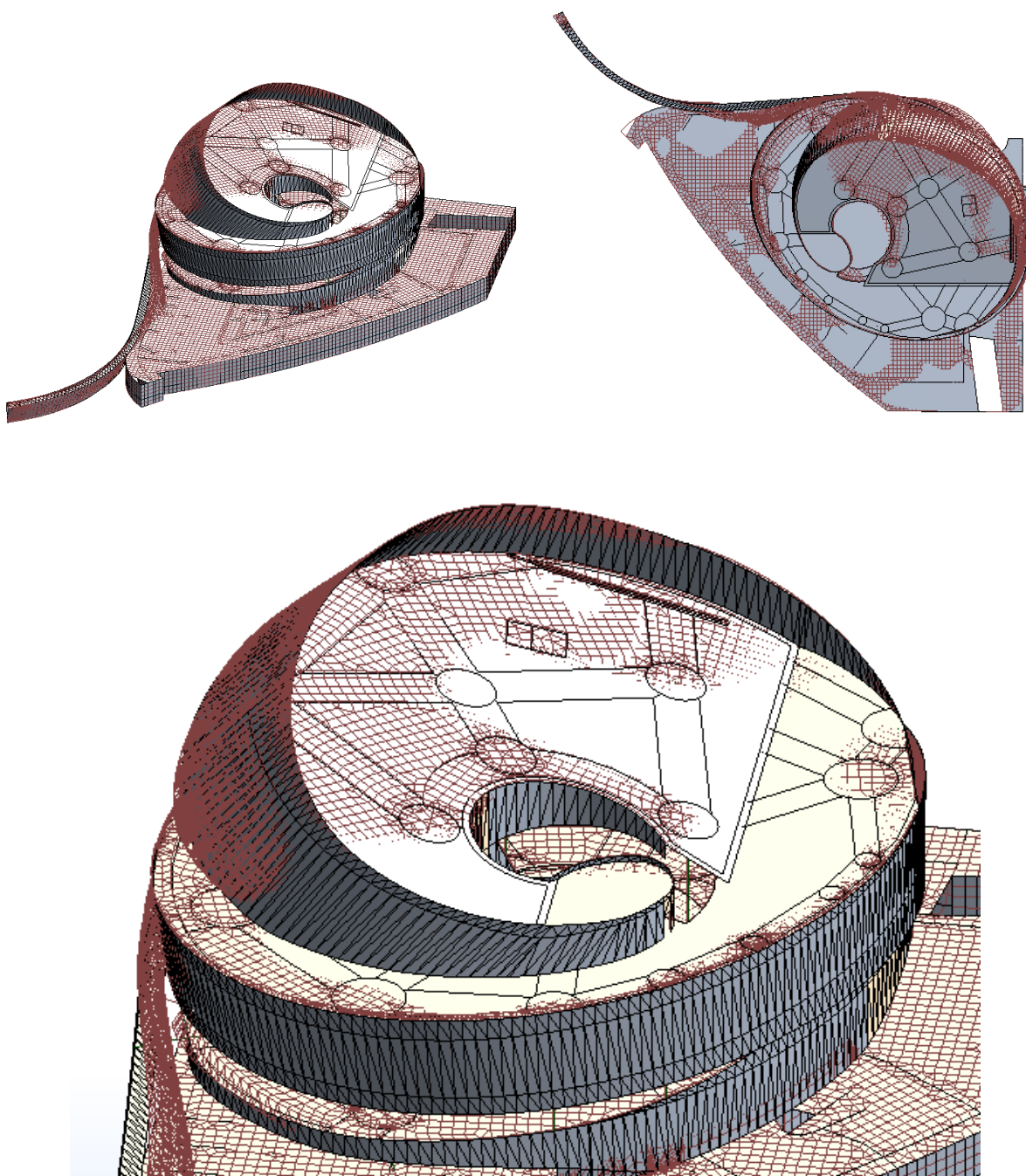


Figura 4.17 – Quarto modo de vibração – frequência de vibração = 4,54 Hz; Aspecto geral e pormenorização

Após a análise dos restantes modos de vibração, verificou-se que as condições de apoio do modelo se encontravam bem realizadas. Esta constatação advém do facto de não ocorrerem vibrações em lugares onde não era esperado ou onde não exista explicação para tal. Os restantes modos não são apresentados, uma vez que se tratam de modos semelhantes aos anteriores mas com frequências mais elevadas, simplificando-se assim a presente análise.

4.4.2. ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DO PRÉ-ESFORÇO NAS LAJES

O pré-esforço nas lajes tem como objectivo o equilíbrio dos momentos flectores, permitindo uma redução das flechas do elemento. Assim proceder-se-á à análise dos efeitos do pré-esforço na laje, através da comparação entre os elementos sem a aplicação do pré-esforço, e com a aplicação das cargas equivalentes do pré-esforço. O objectivo desta análise é provar que o método utilizado, o das cargas equivalentes, descrito no ponto 4.3.5.1, apresenta o efeito pretendido, o de simular a carga de pré-esforço.

A análise será realizada apenas para uma laje, de forma a não tornar este estudo demasiado repetitivo. A laje representada é a do piso 1. O pré-esforço será aplicado nas bandas maciças pré-esforçadas.

Na Figura 4.18 a), encontra-se representada a deformação da estrutura devido às cargas permanentes e sobrecarga. Na Figura 4.18 b) encontra-se representada a deformação somente devido às cargas equivalentes de pré-esforço. Como é visível, o sentido da deformação é contrário nas duas figuras. Enquanto na primeira figura a deformação é no sentido descendente, na figura relativa ao efeito do pré-esforço, os vários troços de laje sofrem deformação no sentido ascendente. Ou seja, a actuação do pré-esforço provocará a diminuição dos deslocamentos. Conforme se pode constatar na Figura 4.19, a diminuição dos deslocamentos em relação à Figura 4.18 a) é considerável. Esta diminuição, é a razão da utilização do pré-esforço nas lajes.

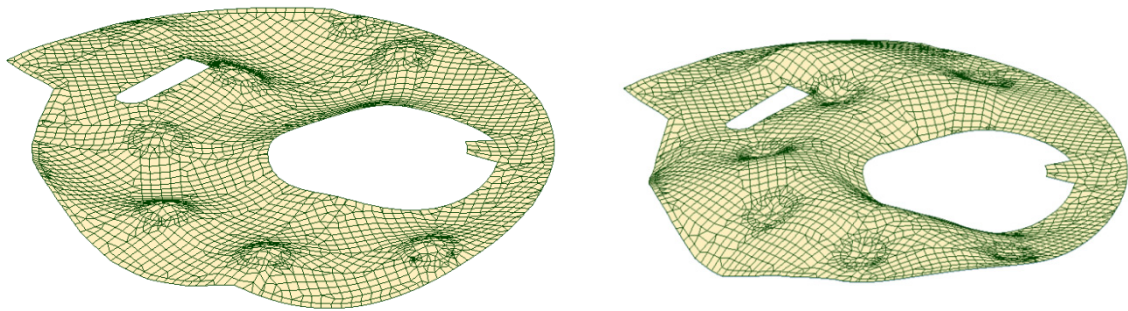


Figura 4.18 – Deformação na laje: a) devido às cargas permanentes e sobrecarga; b) devido ao pré-esforço.

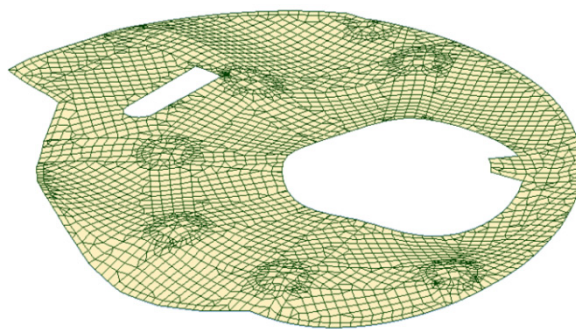


Figura 4.19 – Deformação na laje devido à actuação das cargas prementes, sobrecargas e pré-esforço.

Na Figura 4.20 a) apresentam-se os momentos resultantes segundo o eixo dos x , para a peça sem o pré-esforço e na Figura 4.20 b) com o pré-esforço tido em conta. O estudo dos momentos permite denotar uma redução considerável da área da laje sujeita a momentos positivos, ou seja, a tracções na face inferior da laje. Esta é uma das razões para a redução da deformação observada anteriormente. No entanto, observa-se também um aumento do valor dos picos de momento negativos na zona dos pilares e cantos. Estes valores elevados são explicados por o modelo não levar em conta a espessura dos

pilares. Ou seja, seria como se a laje estivesse apoiada em elementos muito finos, criando efeitos muito pronunciados, denominados por picos de esforços. Assim, no dimensionamento, é necessário levar em conta esta limitação do uso de elementos de barra, fazendo uma redistribuição do valor máximo fornecido pelo modelo.

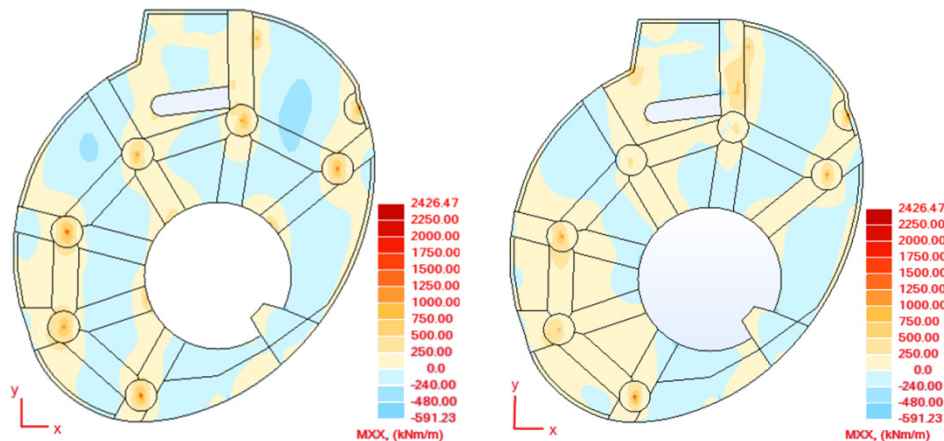


Figura 4.20 – Momentos segundo o eixo X: a) Sem pré-esforço b) Com pré-esforço.

Como se depreende da Figura 4.20, a escala apresentada, escolhida pelo ROBOT, não permite retirar grandes conclusões quanto aos esforços instalados. Assim para melhor se visualizar os reais momentos actuantes, procedeu-se a uma alteração da escala, apresentando-se na Figura 4.21 os momentos segundo o eixo do x, para a mesma situação retratada na Figura 4.20. A modificação da escala torna ainda visível a diminuição das zonas sujeitas a momento positivo mais elevado.

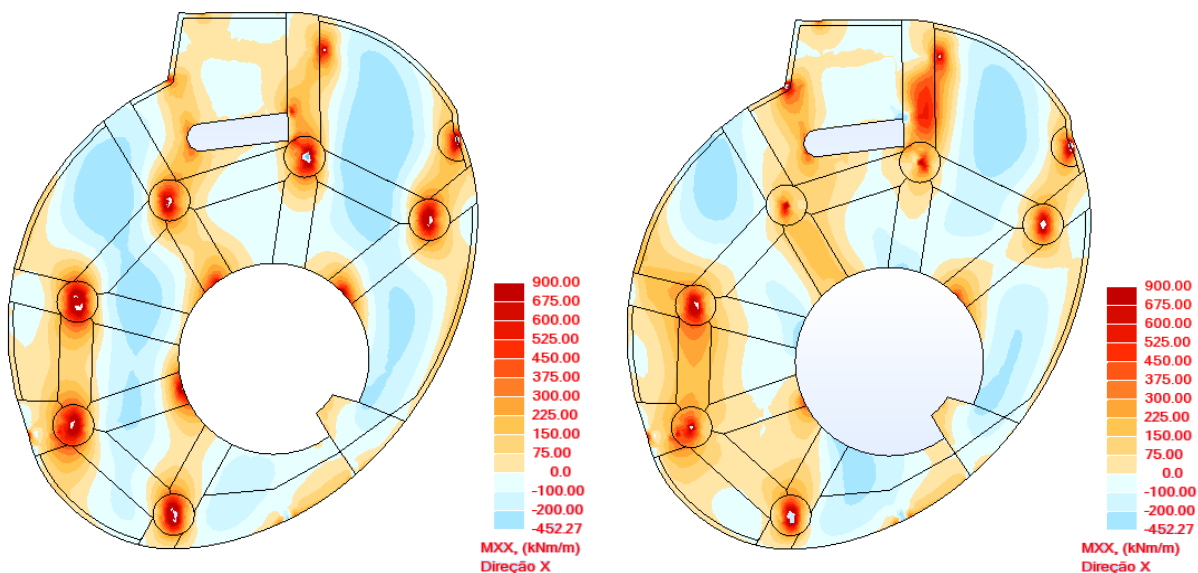


Figura 4.21 – Momentos segundo o eixo X com nova escala: a) Sem pré-esforço b) Com pré-esforço.

4.4.3. IDENTIFICAÇÃO DOS MAIORES DESLOCAMENTOS

De forma a tornar a análise de resultados mais interessante e não uma mera apresentação de mapas de esforços e de fornecer dados para a localização dos extensómetros (ponto 5.2.2), apresenta-se em seguida um estudo da deformação da estrutura. Este estudo foi realizado para as combinações de

acções em estado limite de utilização. A razão de proceder ao estudo para este estado e não para o estado de limite último, prende-se com o facto de a deformação da estrutura não ser relevante para essas combinações de acções, dado que, nessas combinações, o objectivo é o de manter a integridade estrutural do edifício, isto é, evitar a ruptura do mesmo.

As deformações em estado limite de utilização estão sujeitas a regulamentação, daí a importância da análise das mesmas, de forma a verificar o cumprimento desses requisitos regulamentares. Assim, muitas vezes, o dimensionamento dos elementos estruturais acaba por ser limitado por requisitos em serviço e não em estado limite último.

Passadiço de acesso à marina

Um dos elementos sujeitos a maiores deslocamentos, é o passadiço de acesso à marina. Este, apresenta um desenvolvimento de cerca de 130 m no total e assenta numa geometria triangular cujos elementos constituintes têm 45 cm de espessura. Existem três vãos, sendo os pontos de apoio, representados a verde na Figura 4.22, a parede de apoio no edifício, a caixa de elevador, a parede do piso 0 e o molhe da marina. O vão principal apresenta um comprimento de cerca 45 m. Neste vão principal existe, perto da caixa de elevador principal, uma viga que se desenvolve para a laje do primeiro piso, funcionando como apoio indirecto.

Ao nível dos deslocamentos, estes são mais elevados a meio do vão principal. Para a pior combinação de serviço este elemento apresenta um deslocamento da ordem dos 2,8 cm. Este deslocamento encontra-se representado na Figura 4.23, tendo-se optado por isolar o elemento para uma mais fácil visualização.

O valor de 2,8 cm implica alguma atenção, uma vez que, se forem somados os efeitos a longo prazo (simplificadamente 3,5 vezes a flecha instantânea), este valor sobe para os 9,8 cm. Realizando uma verificação simples, comparando com o limite estabelecido no REBAP (1995) de $l/400$ (sendo l o comprimento do vão), obtemos 11,25 cm de limite. Apesar de cumprir o limite este valor é elevado, pelo que se deve prever medidas de minimização da flecha, como por exemplo, a introdução de um pré-esforço excêntrico.

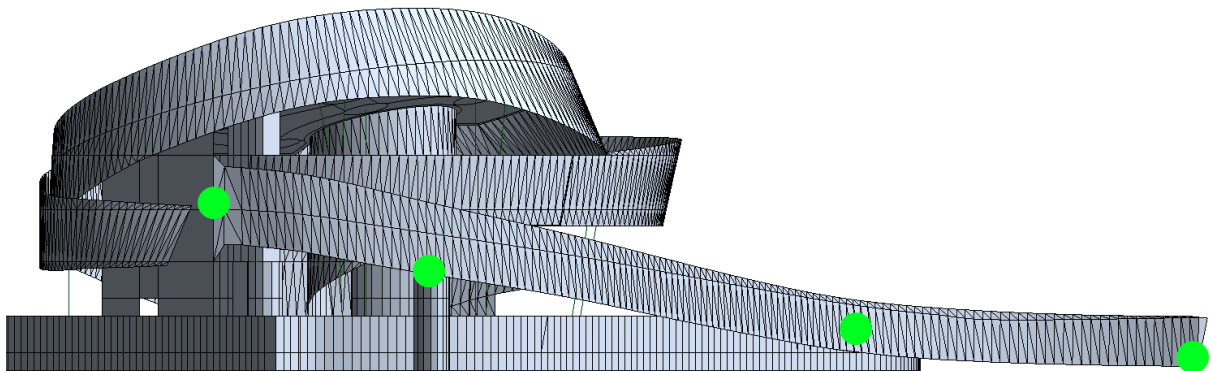


Figura 4.22 – Apoios da lâmina de acesso à marina.

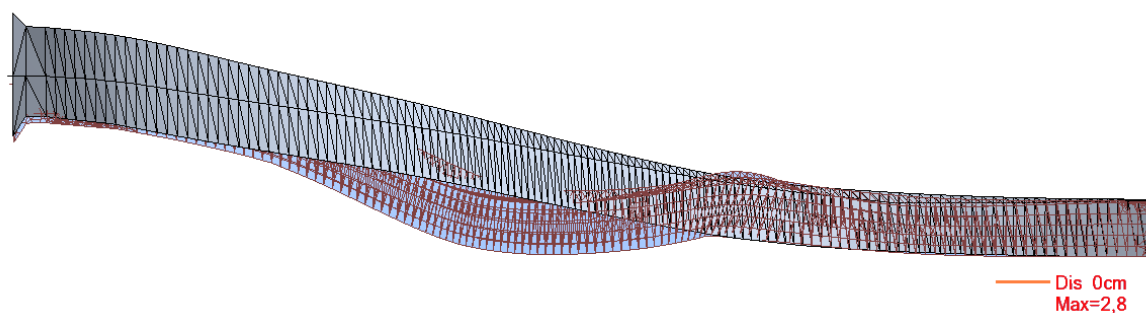


Figura 4.23 – Deslocamento da lâmina de acesso à marina para a pior combinação de serviço.

Zona em consola da laje do piso 1, 2 e 3

As lajes dos pisos 1, 2 e 3, apresentam numa das extremidades uma distância considerável aos pontos de apoio, os pilares. Assim o comportamento que estes elementos apresentam é típico de uma consola, isto é, esforços elevados nos apoios, e deformação nas extremidades. Esta zona apresenta uma espessura de 65 cm e encontra-se representada na Figura 4.24.

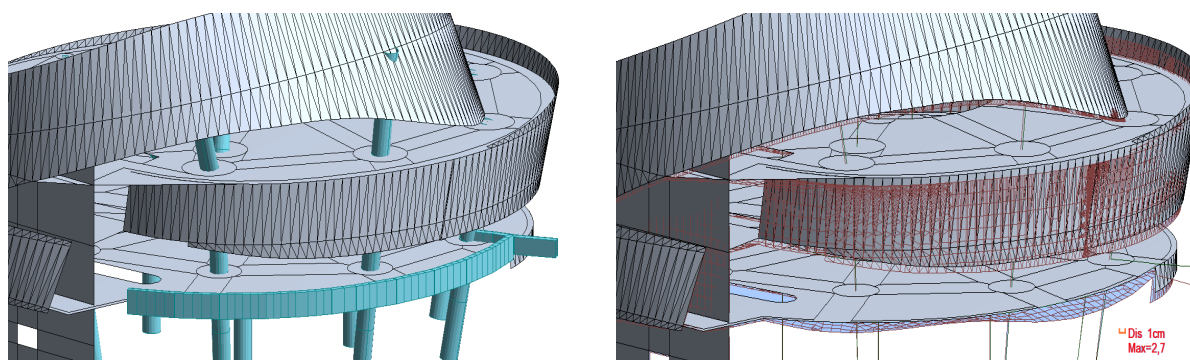


Figura 4.24 – a) Zona das lajes de comportamento em consola; b) Deformação apresentada por esta zona.

Apesar de em termos absolutos os valores dos deslocamentos da extremidade da consola dos pisos 2 e 3 serem elevados, em termos relativos, isto é, em relação, por exemplo, aos pilares que os apoiam, este deslocamento é inferior. Tal facto explica-se com o encurtamento dos pilares, que por sua vez, motivam um deslocamento absoluto superior nas lajes destes pisos. Assim toma-se como exemplo o caso da laje do piso 2, que em termos absolutos apresenta um valor máximo de 1,5 cm nas extremidades mas que subtraindo o encurtamento dos pilares, cerca de 0,5 cm, reduz este valor para 1,0 cm.

Ou seja o deslocamento na zona em consola, nos pisos 2 e 3 é inferior ao do piso 1 que mesmo subtraindo o deslocamento dos pilares, apresenta um deslocamento de 2,1 cm. O maior deslocamento no piso 1 deve-se ao facto de não existir a lâmina, que no caso do piso 2 e 3, envolve os dois pisos. Esta lâmina funciona como viga alta, isto é, serve de suporte ao piso 2 e 3. Na Figura 4.25 é possível constatar a diferença de deformação entre a laje do piso 2 e do piso 1.

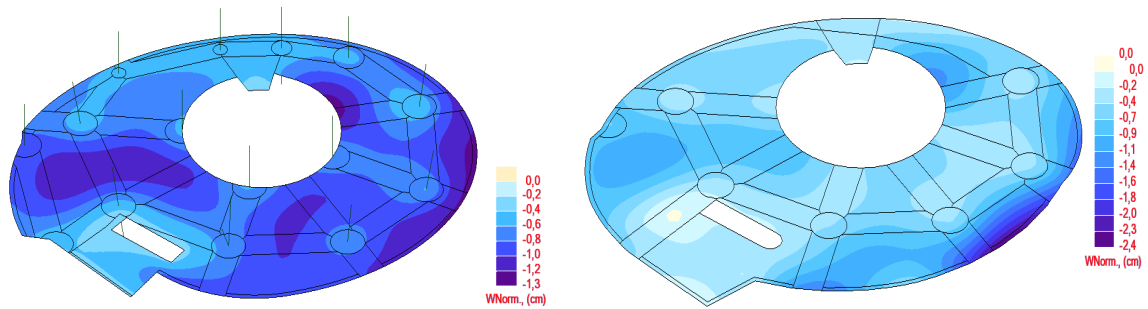


Figura 4.25 – Deslocamentos Verticais. a) Laje piso 2; b) Laje piso 1.

Assim o valor obtido para o piso 1 deve ser tido em conta por originar rotações elevadas (Figura 4.26) na laje do mesmo piso.

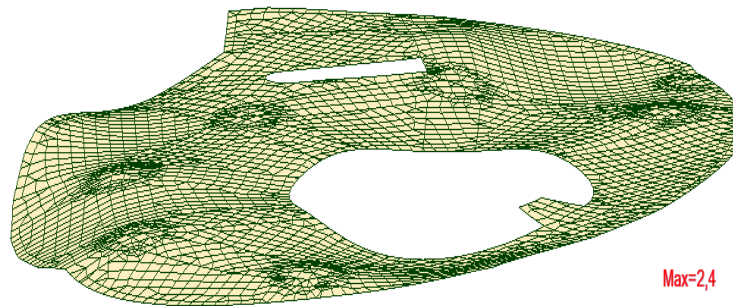


Figura 4.26 – Deformação vertical da laje do piso 1.

Deslocamentos nas lâminas

A lâmina, cujo desenvolvimento se inicia na bancada e termina nas fundações, apresenta uma zona em que vários pilares, com desenvolvimento desde a laje do piso 1 até à laje do piso 3, descarregam directamente sobre a lâmina. Estes elementos estão representados na Figura 4.27, tendo sido retirada a lâmina que envolve o piso 2 de forma a que os pilares sejam mais facilmente visíveis. Nesta zona, a lâmina exibe uma espessura de 60 cm, enquanto que no restante desenvolvimento a espessura decresce para os 45 cm

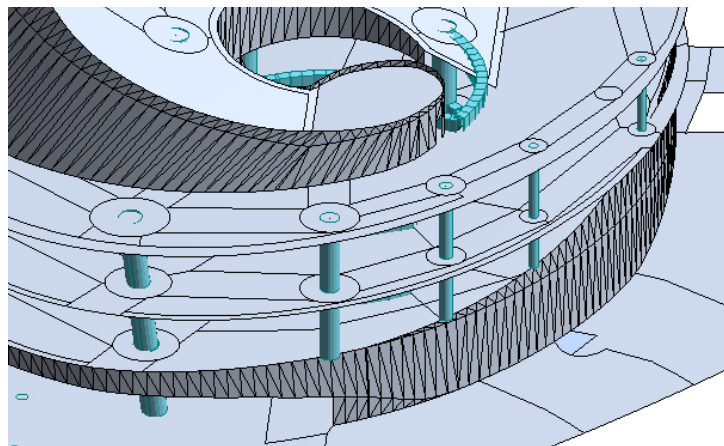


Figura 4.27 – Localização dos pilares que descarregam sobre a lâmina.

Os deslocamentos obtidos para esta zona são reduzidos, mas ainda assim são próximos do máximo de toda a lâmina. Conforme é visível na Figura 4.28, o deslocamento nesta zona é de 0,8 cm.

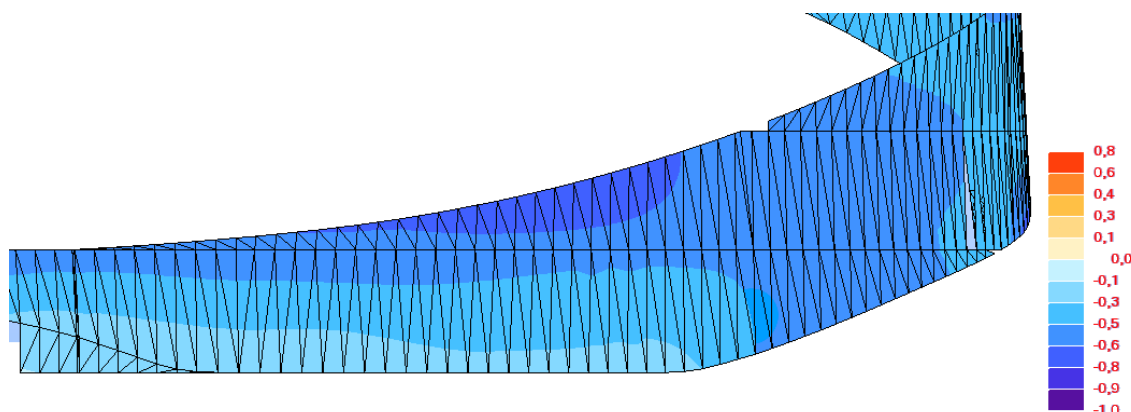


Figura 4.28 – Deslocamentos verticais na zona onde se os pilares descarregam sobre a laje.

Analisando os esforços instalados, conclui-se que nesta zona, o principal problema são os esforços axiais descendentes. Conforme foi discutido no ponto 4.4.2, a utilização de elementos de barra cria esforços muito localizados que não traduzem o comportamento real da estrutura. Esta situação acontece também neste elemento, com os pilares a criarem tensões elevadas na lâmina que os apoia, mas que não retrata a situação real. Na Figura 4.29, encontram-se representadas as tensões instaladas neste elemento devido somente ao esforço axial.

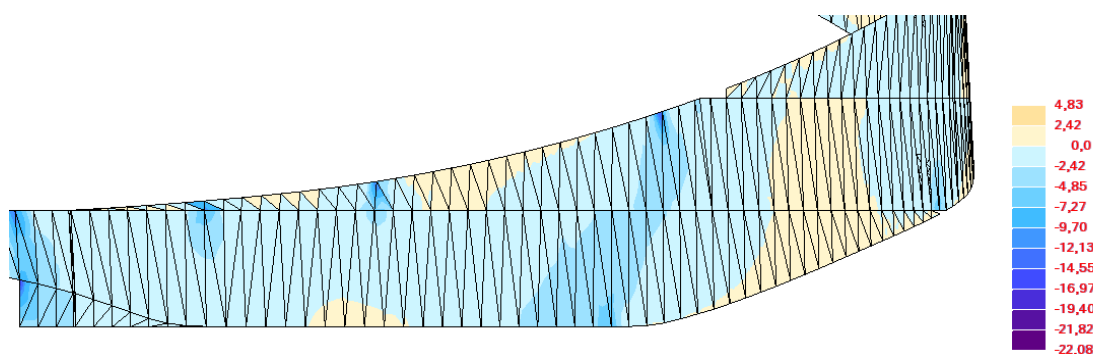


Figura 4.29 – Tensões instaladas devido aos esforços axiais na zona onde descarregam os pilares.

Mesmo assim, o valor obtido, 22,08 MPa, é um valor aceitável, tendo em conta que o betão a utilizar nestes elementos será da classe C50/60.

Nessa mesma lâmina, a zona que apresenta o deslocamento máximo é o seu topo, contudo, esse valor é explicado pelo facto de existir um encurtamento dos pilares. Ou seja, como os pilares vão sofrer um encurtamento devido aos esforços instalados, a bancada também desce, pelo que a lâmina, estando ligada à bancada, fica também ela sujeita a deslocamento.

Em relação à outra lâmina, a que envolve o piso 2, os deslocamentos verificados são na sua maioria devido ao encurtamentos dos pilares, com excepção da zona em consola. Ou seja, a área em que a lâmina apresenta maiores deslocamentos, é na zona em que se apoia na extremidade em consola das lajes do piso 2 e 3. Contudo, como o tema da zona em consola das lajes já foi abordado, não se procederá ao estudo deste deslocamento para as lâminas.

4.4.4. APRESENTAÇÃO DOS ESFORÇOS DE UM ELEMENTO ESTRUTURAL

O elemento no qual se realizará a apresentação dos esforços será a viga que envolve o núcleo central do piso 1. A opção por um elemento do tipo barra, prende-se com o facto de os anteriores elementos descritos terem sido todos eles modelados em elemento do tipo casca, daí a apresentação dos esforços num elemento estrutural modelado através de uma barra.

Conforme já foi referido, a viga encontra-se no núcleo central, envolvendo este e servindo de apoio à laje. Na Figura 4.30 a) encontra-se representada a viga em estudo e na Figura 4.30 b) encontra-se representada a deformação da viga para uma combinação de serviço.

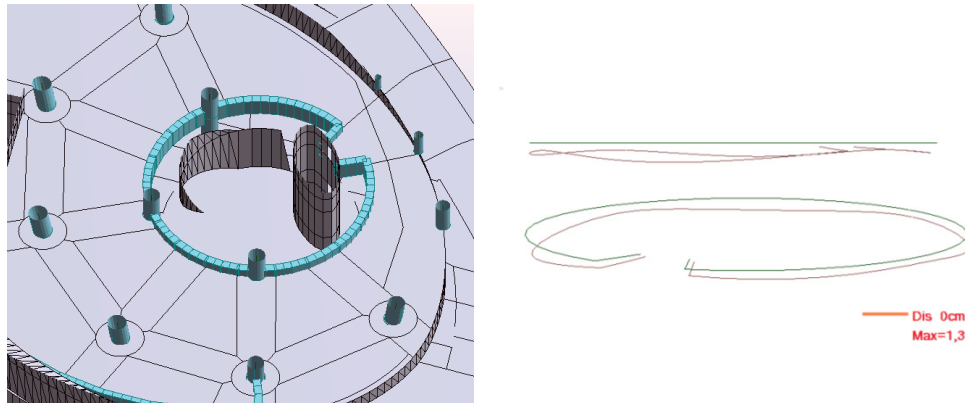


Figura 4.30 – a) Localização da viga em estudo; b) Deformação da viga (a castancho)

Esta viga trabalha como viga de bordadura da laje do piso 1, com uma secção de $0,80 \times 1,90 \text{ m}^2$ e apresentando um desenvolvimento total de 65 m. Os 65m são divididos por 4 vãos, cujas medidas se encontram representadas na Figura 4.31. A viga apoia-se em pilares nos tramos intermédios e em vigas consola nas extremidades.

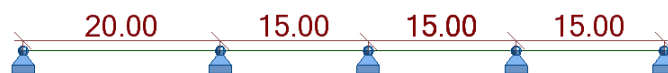


Figura 4.31 – Distâncias entre apoios da viga de bordadura do piso 1.

Este elemento estará sujeito a vários tipos de esforço, nomeadamente, à torção de compatibilidade, flexão e corte.

Apresentam-se na Figura 4.32 os diagramas desses esforços, dado serem os mais significativos a que a estrutura estará sujeita. Na Tabela 4.2 apresentam-se os valores máximos e mínimos para a combinação de estado limite último em causa, escolhida por ser uma das que apresenta os maiores esforços.

Tabela 4.2 – Valores extremos para cada um dos esforços

	Máximo	Mínimo
Esforço Transverso (kN)	4595	-2772
Momento de Flexão (kN.m)	4936	-16448
Momento Torsor (kN.m)	1650	-2220

O valor negativo do momento de flexão é bastante elevado. Depois de uma análise mais cuidadosa do diagrama de esforços relativo ao momento de flexão, constatou-se que este valor ocorria na intersecção com o pilar. Ou seja, este valor elevado é devido ao facto da modelação dos pilares ser realizada utilizando elementos de barra, que provocam, como já foi discutido anteriormente, valores muito elevados de esforços. Para resolver este problema, deve realizar-se uma redistribuição desse momento.

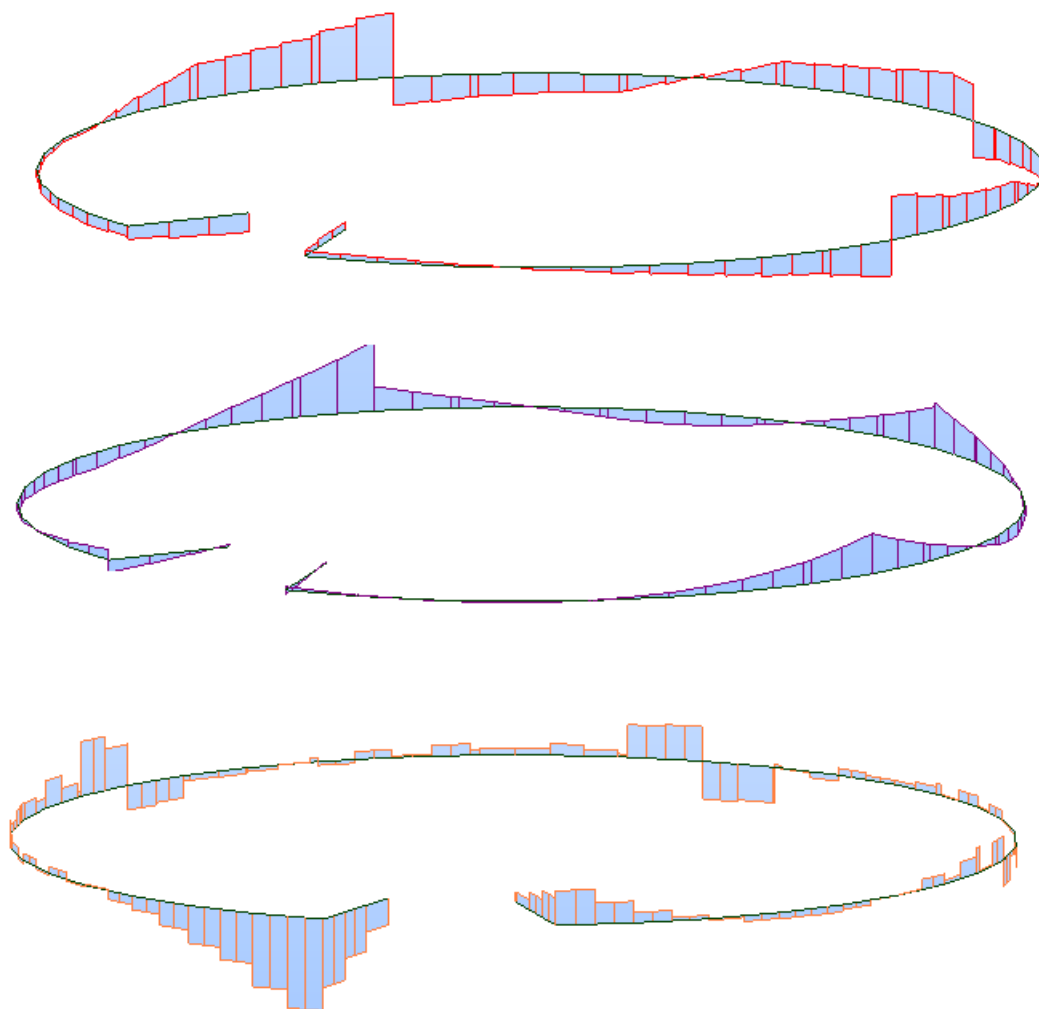


Figura 4.32 – Diagramas de Esforços na viga: a) Esforço transversal, b) Momento de flexão
c) Momento Torsor

No Anexo 2 apresenta-se um pré-dimensionamento de uma secção da viga em estudo.

5.

PROJECTO DE MONITORIZAÇÃO

A monitorização de estruturas permite o acompanhamento do seu comportamento ao longo das várias fases, nomeadamente na construção, exploração e em situações extremas.

Durante anos a monitorização das estruturas, estava apenas reservada para as grandes obras de engenharia, nomeadamente as obras de arte. Estas obras, muitas vezes pelo aspecto inovador que apresentavam, ou pela dificuldade de aferição de certas variáveis, obrigavam a uma monitorização do comportamento de forma a verificar se as premissas utilizadas no dimensionamento tinham sido as correctas. Desta forma, validavam-se ou não os modelos realizados para a sua construção.

A monitorização destas obras levou a avanços importantes, pois ao possibilitar a recolha de dados, permitia o estabelecimento de correlações entre as acções e a resposta da estrutura, contribuindo para o aumento do conhecimento dos materiais e das estruturas, em condições de serviço e em situações em que as cargas se aproximavam dos valores máximos de projecto. Exemplo disso é o caso da ponte 25 de Abril, onde através da monitorização da estrutura foi possível estabelecer correlações entre a acção do vento e a resposta dinâmica da estrutura.

Actualmente os sistemas de monitorização vão mais longe. Além de continuarem a servir para a validação dos modelos realizados, permitem um acompanhamento permanente, medindo, interpretando e sentindo a estrutura, fruto da sua integração na própria estrutura. É possível o estabelecimento de comunicação entre o sistema instalado na estrutura e uma estação remota, viabilizando a transferência em tempo real de toda a informação disponível, para uma rede global de informação. (Félix, C.M.d.S., 2004)

Outra característica importante dos sistemas de monitorização actuais, consiste na possibilidade de estes gerarem sinais de alarme, quando determinados limites pré-definidos são excedidos. Uma das vantagens destes sistemas, é permitir a relação entre fenómenos extremos e os seus efeitos na estrutura. (Félix, C.M.d.S., 2004)

Face ao descrito nos parágrafos anteriores pode depreender-se que a principal motivação na utilização de elementos de monitorização estrutural se prende com aspectos técnicos. No entanto, actualmente, a razão fundamental da utilização de elementos de monitorização de estruturas prende-se com razões económicas. Aliás, são estas razões que motivam cada vez mais as entidades competentes a recorrerem à monitorização das estruturas por elas geridas. A utilização de sistemas de monitorização, apresenta vantagens económicas, no sentido em que, se colocados nos pontos mais susceptíveis de terem problemas, permitem uma intervenção mais atempada e melhor fundamentada, devido às informações disponíveis. Evita-se assim, que a identificação de problemas estruturais que necessitam de intervenções de fundo, mais caras, que obrigam a condicionamentos na utilização da estrutura e aos prejuízos daí decorrentes, se faça apenas quando esses problemas se tornam visíveis a olho nu.

A Figura 5.1, apresenta a pormenorização de todas as etapas a montante do processo de tomada de decisão, relativamente a operações de manutenção, reabilitação e reforço.

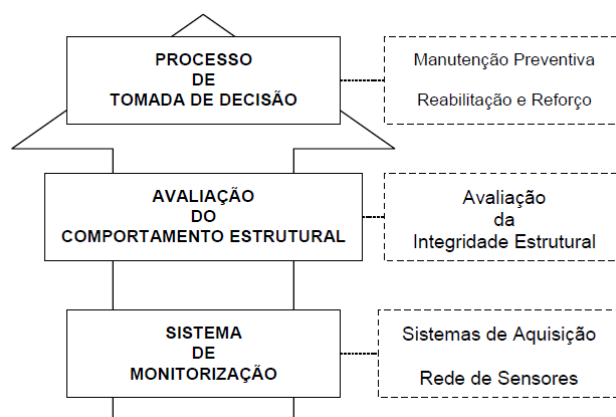


Figura 5.1 – Monitorização para avaliação da integridade estrutural e apoio ao processo de tomada de decisão (Figueiredo, E.J.F., 2006)

A introdução de um sistema de monitorização no edifício do Terminal de Cruzeiros de Leixões é justificada pela agressividade do meio em que este será implantado e pelas formas arquitectónicas menos comuns do edifício. Ambas as razões se encontram relacionadas, bastando pensar que, por exemplo, devido à arquitectura menos convencional do edifício se podem instalar tensões de tracção mais significativas, que por sua vez motivam o aparecimento de fendas, que facilitam a entrada de agentes agressivos à estrutura provenientes do meio em que o edifício se insere. Este sistema de monitorização permitirá assim um acompanhamento contínuo da situação do edifício, possibilitando uma intervenção atempada no caso de identificação de problemas na mesma. O sistema a implementar permitirá também validar o modelo desenvolvido no ponto 4.

Com base nas condicionantes da localização do edifício e nos pontos mais críticos identificados no modelo desenvolvido, proceder-se-á a um anteprojecto de monitorização do edifício, que fornecerá indicações base no sentido de ajudar o projectista no desenvolvimento de um projecto final de monitorização.

Resumidamente, os objectivos da introdução de um sistema de monitorização no edifício do Terminal de Cruzeiros de Leixões são:

- Garantir a segurança dos utilizadores da estrutura.
- Verificar a coerência entre os dados obtidos da monitorização, através dos sensores instalados e o previsto em projecto.
- Averiguar do estado da obra após um acontecimento importante, choque de um barco, sismo ou ventos muito fortes.
- Apoiar na tomada de decisão quanto à necessidade de manutenção preventiva da estrutura.

5.1. DESCRIÇÃO DO SISTEMA DE MONITORIZAÇÃO

O sistema de monitorização será composto basicamente por uma rede de sensores colocados nas zonas críticas da estrutura, ligados a um sistema de aquisição que interroga os sensores, armazenando ou

enviando directamente os dados através de um sistema de transmissão. Em seguida esses dados são tratados e transformados em informação que permita a avaliação estrutural.

A selecção dos sensores a colocar na estrutura teve por base os problemas que se julga virem a ser mais condicionantes para a durabilidade e funcionamento da estrutura.

Os sistemas a instalar terão de permitir para os elementos escolhidos:

- A detecção precoce de corrosão;
- Avaliação das extensões;
- A medição de acelerações;
- A medição de rotações.

Associados a estes elementos, deve ser prevista uma estação meteorológica, na obra ou nas imediações, que permita a leitura da temperatura, humidade, pluviosidade, radiação solar e vento. Isto permitirá realizar uma caracterização do comportamento da obra em função destas variáveis exteriores.

Na definição da localização dos sensores, a necessidade de um espaço para a recolha de dados deve ser tida em conta. Ou seja, deve dar-se preferência à escolha de lugares em que haja a necessidade de leitura de uma ou mais variáveis para assim reduzir ao mínimo os pontos de recolha de dados.

A aquisição de dados é realizada por sistemas que permitem a interrogação dos sinais provenientes dos sensores, armazenando localmente essa informação ou disponibilizando-a numa rede de dados. Os sistemas de aquisição podem ser constituídos por placas de aquisição integrados em PC's ou serem equipamentos de funcionamento autónomo, recolhendo os dados para uma memória que por sua vez pode ser descarregada para um PC, para a realização da leitura dos dados da mesma.

A opção por um sistema constituído por placas integradas em PC's, conduz a uma solução mais económica e potente. Contudo ao serem sistemas de monitorização centralizados conduzem à disposição de cabos de elevado comprimento e à existência de PC's totalmente dedicados à leitura dos dados. O problema dos cabos demasiado longos pode ser contornado com a utilização de sistemas sem fio para a transmissão de dados.

A outra opção, a de equipamentos autónomos, sendo menos potentes e permitindo interrogar um número inferior de sensores, torna-os, comparativamente com o sistema anterior, mais dispendiosos. No entanto sendo dotados de ligação em rede, permitem uma monitorização distribuída na estrutura, reduzindo-se o comprimento dos cabos de ligação. O seu reduzido tamanho possibilita a sua colocação com muito menos condicionantes que os sistemas centralizados além de um consumo de energia mais reduzido. Assim, sempre que os requisitos de interrogação, nomeadamente a frequência da mesma, estejam satisfeitos estes sistemas são os mais adequados à monitorização da estrutura. (Cavadas, F.J.M.G.d.S., 2008)



Figura 5.2 – Exemplo de um sistema autónomo de recolha de dados

5.1.1. SENSORES DE CORROSÃO

Conforme já foi explorado nos capítulos anteriores, o agente agressor que mais receio coloca quanto à durabilidade da estrutura é a corrosão da armadura promovida pelo ião cloreto. Por esta razão a detecção da ocorrência de corrosão antes que esta ocorra na armadura é uma grande mais-valia para a realização de intervenções atempadas com o intuito de evitar a corrosão.

O sistema de monitorização da durabilidade da estrutura será realizado por meio de sensores de embeber no betão, colocados na camada de recobrimento e ligados à armadura durante a fase de construção. O tipo de sensor a instalar representado na Figura 5.3, é composto essencialmente por quatro ânodos colocados a diferentes alturas da camada de recobrimento, um cátodo, um eléctrodo de referência e uma ligação à armadura.

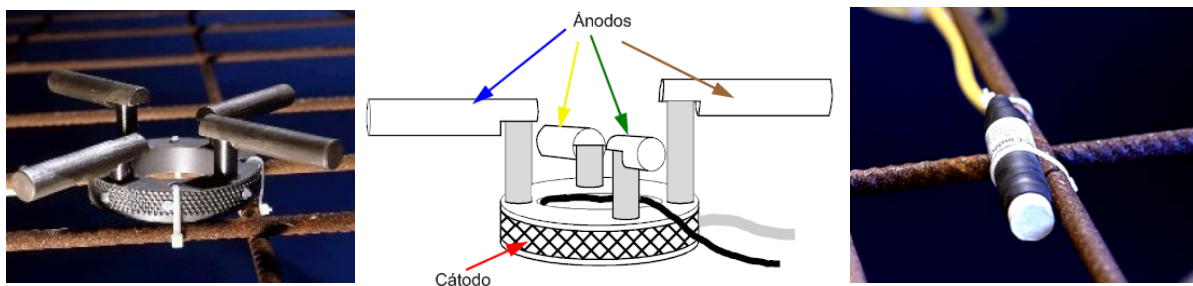


Figura 5.3 – a) Sensor de embeber no betão; b) Representação esquemática do sensor
c) Eléctrodo de referência

O sensor é constituído por, quatro ânodos que se encontram a diferentes profundidades na camada de recobrimento, funcionando como ânodos, um anel de aço inoxidável, que actuará como cátodo, um eléctrodo de referência em dióxido de manganésio e uma ligação à estrutura.

A disposição dos ânodos a vários níveis, possibilita o conhecimento em cada instante da profundidade de penetração dos agentes agressivos, avaliando-se desse modo o estado da armadura caso esta se encontrasse àquela distância em relação à superfície do betão.

O estado de corrosão de cada um dos ânodos e da própria armadura pode ser conhecido pela leitura da diferença de potencial entre o ânodo/armadura e o eléctrodo de referência. A presença permanente de um eléctrodo de referência facilita a automatização deste tipo de leituras não exigindo por isso a presença de um operador.

Uma vez que os fenómenos de corrosão, bem como as próprias medições do potencial e de velocidade da corrosão são extremamente influenciáveis pela temperatura, a cada sensor deverá ser acoplado um sensor de temperatura, de forma a proporcionar a medição da temperatura da camada de recobrimento do betão.

As alterações das condições de corrosão de uma estrutura de betão armado ocorrem lentamente com o tempo, não existindo portanto grandes vantagens na monitorização contínua ou em monitorizações muito frequentes. Deverá ser definido um período para a monitorização que variará conforme a idade da construção e os valores que forem sendo obtidos na monitorização. Meio ano é um período considerado aceitável para estruturas novas.

5.1.2. MEDIÇÃO DA EXTENSÃO

Os instrumentos de medida utilizados na obtenção da extensão são designados de extensómetros. Estes elementos podem ser de aplicação à superfície ou de embeber. Dado que se trata de uma estrutura nova e que a medição da extensão em elementos de betão obtém melhores resultados com elementos de embeber, estes serão os utilizados nesta estrutura. (Félix, C.M.d.S., 2004)

Para a definição do comprimento do extensómetro devem ser tidas em conta as características do material estrutural, nomeadamente quanto à sua heterogeneidade. Assim, em materiais mais heterogéneos, como o betão, o comprimento do extensómetro deve ser mais elevado para minimizar os efeitos dessa heterogeneidade. A dimensão deve também ser condicionada pela dimensão dos inertes utilizados.

Os extensómetros mais utilizados são os extensómetros de corda vibrante e os extensómetro de resistência.

Os extensómetros acústicos (Figura 5.4 a)), também conhecidos por extensómetro de corda vibrante baseiam-se na auscultação do período de vibração de um fio de aço (corda vibrante) tendido entre dois pontos ligados à base de medida, sendo a auscultação realizada através de um electroímã.

Quanto aos extensómetros eléctrico (Figura 5.4 b)) de resistência este baseia-se na variação da resistência eléctrica de um condutor quando submetido a uma deformação.

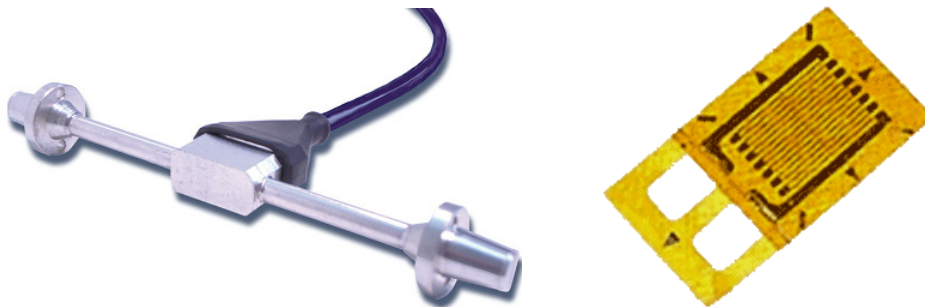


Figura 5.4 – a) Extensómetro de corda vibrante de embeber (Félix, C.M.d.S., 2004); b) Extensómetro eléctrico de resistência

5.1.3. MEDIÇÃO DAS VIBRAÇÕES

O principal objectivo da medição das vibrações é o de acompanhar o comportamento dinâmico da construção, tendo particularmente em vista quer as frequências e modos de vibração correntes da estrutura, quer o conhecimento das vibrações provocadas aquando da ocorrência de um sismo ou de ventos fortes. A medição das vibrações é realizada recorrendo a acelerómetros.

Um acelerómetro é um dispositivo capaz de medir acelerações. Existem vários tipos de acelerómetros que diferem no funcionamento interno, tais como os piezoeléctricos e os capacitivos.

Uma análise do funcionamento dos acelerómetros sairia fora do âmbito do presente trabalho, sendo de referir no entanto que as diferenças em termos técnicos são que, os piezoeléctricos, tipicamente oferecem elevados campos de medida e gamas de frequência a um custo razoável, enquanto os capacitivos operam tipicamente em baixas gamas de frequência e apresentam um custo mais reduzido.



Figura 5.5 – a) Acelerómetro piezoeléctrico; b) Acelerómetro capacitivo (Figueiredo, E.J.F., 2006)

5.1.4. MEDIÇÃO DE ROTAÇÕES

A medição das rotações em estruturas pode ser realizada através da avaliação da variação angular de um dado eixo entre uma posição inicial e uma posição final ou através da avaliação do desvio angular de um dado eixo em relação a um plano de referência que é fixo. Para o primeiro recorre-se ao uso de clinómetros, que realizam a medição da rotação relativa a uma posição inicial enquanto para a segunda utilizam-se inclinómetros, que realizam a medição da inclinação absoluta em relação a um plano de referência.

Os clinómetros apresentam uma elevada precisão mas apesar dos inclinómetros disponíveis no mercado não oferecerem a precisão dos clinómetros as vantagens que apresentam, nomeadamente em termos de possibilidade de automatização das leituras e de frequências de aquisição mais elevadas, tornam-nos preferidos para a sua utilização em sistemas de monitorização. (Cavadas, F.J.M.G.d.S., 2008)

Por essas razões recorrer-se-á à utilização de inclinómetros para o estudo das rotações no edifício. Entre os inclinómetros disponíveis, estes medem a rotação segundo um plano horizontal segundo uma direcção (axial) ou duas direcções (biaxial) perpendiculares.

Em casos correntes de observação, o campo de medida de rotações necessário é bastante reduzido, assumindo especial importância a resolução das leituras para reduzir os erros cometidos.



Figura 5.6 – Inclinómetro biaxial (Figueiredo, E.J.F., 2006)

5.2. LOCALIZAÇÃO DOS SISTEMAS NO EDIFÍCIO

A localização dos sistemas de monitorização no edifício é de extrema importância para a obtenção de resultados que sirvam para estudar o comportamento da estrutura e alertar de possíveis problemas que possam ocorrer.

Seguidamente dar-se-ão indicações sobre as localizações que se julgam mais pertinentes para a colocação dos vários instrumentos de monitorização do edifício do Terminal de Cruzeiros de Leixões, e a sua justificação.

5.2.1. SENSORES DE CORROSÃO

Os sensores para monitorização da durabilidade da estrutura deverão ser colocados nas zonas consideradas mais sensíveis à ocorrência de fenómenos de corrosão, e a sua distribuição deve permitir a obtenção de uma ideia geral do comportamento de toda a estrutura. As zonas consideradas mais sensíveis à ocorrência de fenómenos de corrosão, são aquelas a que estão sujeitas a zonas de marés, rebentação e salpicos de água do mar. Assim, com base na premissa anterior, a zona que estará mais sujeita a problemas de corrosão do edifício será a da parede moldada virada para o porto de recreio.

Nestas zonas deverão ser colocados um grupo de sensores. A razão da colocação dos sensores em grupos deve-se ao facto de permitirem uma caracterização mais fiável da zona onde estão inseridos, uma vez que, não sendo o betão um material uniforme, bastariam diferenças mínimas na constituição ou compactação deste na proximidade sensor para se obterem valores muito díspares nas leituras. Ao se distribuir um grupo de sensores por zona, consegue-se uma melhor caracterização da mesma.

Dada a importância do aspecto das lâminas, estas não deverão apresentar qualquer problema visível pelo que, se deverá procurar ao máximo que não ocorra corrosão de armadura nestes elementos. Assim as lâminas deverão também ser alvo de um estudo quanto às zonas onde colocar os sensores.

O principal problema para a ocorrência de corrosão de armadura nas lâminas provém do transporte de sais marinhos pelo ar. Assim as zonas que serão mais afectadas por este problema serão aquelas que estarão mais sujeitas ao vento.

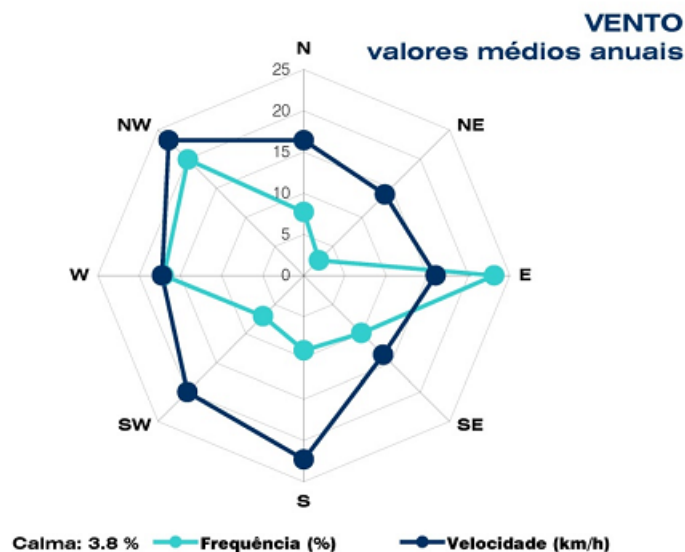


Figura 5.7 – Frequência e velocidade médias do vento conforme o quadrante de onde provêm
Porto – Serra do Pilar (1961 – 1990) (Instituto da Meteorologia)

Analisando a frequência dos ventos, conclui-se que as direcções principais para a proveniência de vento são o Este, Noroeste e Oeste. Logo deve ser dada preferência à colocação dos sensores nestas direcções.

Tendo em vista a obtenção de dados para a caracterização global da estrutura, devem também ser previstos sensores nas direcções de vento menos frequente. Isto possibilitará uma comparação de valores de vários lugares da estrutura, com diferentes exposições aos agentes exteriores, possibilitando uma conclusão mais eficaz quanto aos elementos responsáveis pela presença de agentes corrosivos no betão.

5.2.2. EXTENSÓMETROS

Os extensómetros devem ser localizados em pontos onde são esperadas as deformações máximas.

As deformações serão retiradas do modelo descrito no Capítulo 4, ou seja, a partir das leituras dos extensómetros tornar-se-á possível a comparação com os valores obtidos no modelo, permitindo uma validação deste.

A escolha dos elementos com deformação mais elevada prende-se com a necessidade de estipular limites para as deformações. Assim, será possível, ao colocar os sensores nestes locais, estipular avisos para, caso a deformação se torne excessiva, se poderem tomar medidas preventivas e correctivas, alertando as entidades responsáveis.

Os elementos onde ocorrerá uma maior deformação já foram apresentados no ponto 4.4.3 sendo que nessas zonas devesse procurar colocar os extensómetros nos lugares onde ocorrem maiores momentos. Na Tabela 5.1 encontra-se a título indicativo, especificado o posicionamento destes sensores.

A utilização destes elementos nas lâminas pré-esforçadas também é importante, de forma a analisar se o estado de descompressão é atingido.

Uma descrição extensiva das zonas onde localizar os extensómetros sairia fora do âmbito deste trabalho, pois depende do detalhe pretendido para o projecto de monitorização, ou seja, do número de extensómetros a colocar. Contudo devem-se procurar as secções que apresentam momentos elevados e/ou muito traccionadas ou comprimidas de forma a acompanhar a evolução das tensões nesses locais.

5.2.3. ACELERÓMETROS

Dado que o objectivo dos acelerómetros é a avaliação dos efeitos dinâmicos, deverá ser nos elementos onde estes mais se farão sentir que devem ser colocados.

A análise modal (ponto 4.4.1) fornece os modos de vibração principais da estrutura, ou seja, quando a estrutura for sujeita a uma acção dinâmica, serão esses modos, ou uma conjugação dos mesmos, que se farão sentir na estrutura. Assim os principais locais onde colocar os acelerómetros serão os descritos no ponto 4.4.1.

O local mais óbvio será a manga de acesso à marina, uma vez que foi identificada como sendo um dos principais locais sujeitos a vibrações (Figura 4.15.).

Conforme a análise modal, o elemento do edifício propriamente dito, que será mais sujeito a vibrações será a lâmina na zona de ligação entre a bancada e a laje do piso 3 (Figura 4.16), pelo que também neste lugar deve ser previsto a instalação de um acelerómetro.

Dos restantes modos de vibração estudados, mas não apresentados no ponto 4.4.1, concluiu-se que o outro elemento do edifício que será sujeito a alguma vibração para modos de frequências mais altas, será a laje da bancada, sendo aconselhável a colocação de acelerómetros neste elemento.

Devem também ser colocados acelerómetros nos vários pisos do edifício, de forma a averiguar o comportamento deste em diferentes níveis.

Poderia também ser interessante a colocação de acelerómetros no ponto mais elevado do edifício, ou seja na lâmina que envolve o piso 3, para averiguar as vibrações deste elemento, que apenas se encontra apoiado por dois pilares e pela laje da bancada no seu desenvolvimento.

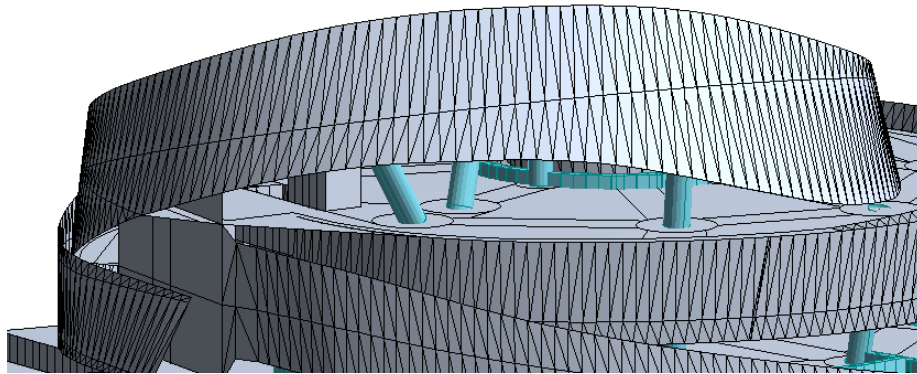


Figura 5.8 – Lâmina que envolve o piso 3

Por último, e uma vez que no Piso 0 circulará um eléctrico, a colocação de acelerómetros neste piso, para averiguar a vibração vertical, é aconselhada.

5.2.4. INCLINÓMETROS

A medição das inclinações tem como interesse averiguar se os elementos sofrem rotações com a actuação das cargas ou por efeitos ambientais. Dos elementos presentes no edifício, aqueles em que a medição da rotação é mais interessante, encontram-se nos elementos da fundação e nos elementos inclinados.

As estacas são elementos que estão sujeitos a elevadas forças de compressão, pelo que a verticalidade das mesmas é importante para não surgirem excentricidades, causadoras de momento, que devido às forças de compressão elevadas seriam causadoras de momentos significativos. Por esta razão, a monitorização da rotação destes elementos é de considerar.

Com base no mesmo problema, as paredes moldadas também deverão ser alvo de uma monitorização da rotação.

Contudo, a colocação dos inclinómetros nestes elementos apresenta a condicionante de se encontrarem num local inacessível, pelo que deve ser estudado mais profundamente se estes elementos necessitam ou não de monitorização.

Conforme descrito no ponto 2.4.2, existem na estrutura 6 pilares inclinados. O acompanhamento da evolução da rotação nestes pilares permitirá a avaliação de acréscimo de esforços que poderão ser desapropriados a estes elementos, principais apoios da estrutura, logo, essenciais para o bom

funcionamento da mesma. Um dos pilares, cujo acompanhamento é mais importante, é o pilar em Y entre o piso 3 e a bancada visível na Figura 5.9

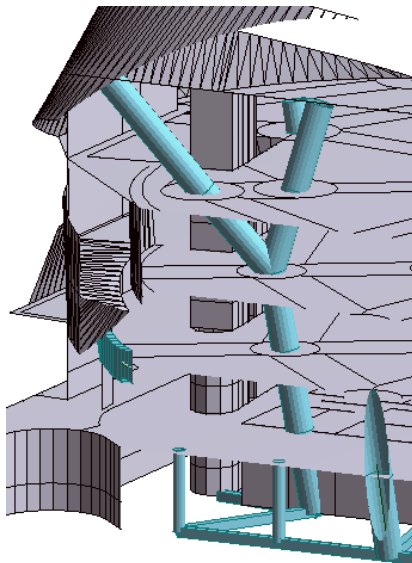


Figura 5.9 – Pilar em Y

O acompanhamento da evolução da inclinação nas lâminas, principalmente nas zonas em que estas não sejam verticais, permitiria também um acompanhamento da evolução dos esforços instalados. O acompanhamento dos esforços nas lâminas é de extrema importância, pois deve-se assegurar que estas não apresentem esforços significativos, potenciadoras de abertura de fendas, e logo, pontos de entrada para agentes ambientais agressivos, com implicações na durabilidade da estrutura.

5.2.5. RESUMO DA LOCALIZAÇÃO DOS SENSORES

Apresenta-se em seguida, para mais fácil consulta, as zonas onde se pensa ser mais conveniente a instalação de sensores para a monitorização do edifício, e o número indicativo de sensores de cada tipo.

Tabela 5.1 – Resumo da localização dos sensores

Instrumento	Localização no Edifício	Nº de sensores
Sensores de Corrosão	<ul style="list-style-type: none"> - Parede moldada virada para a marina - Lâminas, principalmente nas zonas viradas para Este, Noroeste e Oeste - Zonas sujeitas a salpicos 	30
Extensómetros	<ul style="list-style-type: none"> - Passadiço de acesso à marina (meio vão e nos apoios) - Zona em consola das lajes do piso 1, 2 e 3 (zonas de maior rotação); - Lâminas (zona dos pilares para avaliar tensões e por toda a estrutura para averiguar se foi atingido o estado de descompressão); - Todos os elementos que apresentem momentos ou tensões significativas de forma a acompanhar a evolução dos esforços e tensões. 	24

Instrumento	Localização no Edifício	Nº de sensores
Acelerómetros	- Manga de acesso à marina - Extremidades da lâmina, na zona apoiada na bancada - Lajes dos vários pisos, e no piso 0 na zona do eléctrico - Laje da bancada	16
Inclinómetros	- Estacas - Paredes moldadas - Pilares inclinados, nomeadamente o pilar em Y. - Lâminas em zonas não verticais	9
Estação Meteorológica	- Topo do edifício	1

Os valores obtidos para o número de sensores são apenas uma estimativa, e basearam-se nas seguintes premissas:

- Por cada zona de corrosão estabelecida devem ser colocados entre 3 a 5 sensores de corrosão de forma a precaver possíveis erros de leitura ou o mau funcionamento dos sensores. O espaçamento máximo dentro da zona em estudo deve ser de 3 a 5 m.
- Por norma, devem ser colocados 2 extensómetros por secção em estudo, mas, para precaver maus funcionamentos, podem ser colocados 4. Assim, apesar de apenas se terem identificado as zonas onde devem ser colocados os extensómetros, o número obtido é meramente indicativo já que é necessária uma melhor definição das secções a monitorizar.
- O número de acelerómetros sugerido teve por base a colocação de 2 acelerómetros por cada localização exposta. No caso da lâmina, uma vez que existem duas extremidades, foram considerados 2 acelerómetros em cada extremidade.
- A colocação dos inclinómetros teve por base a seguinte distribuição: 2 na lâmina, 2 no pilar em Y mais 1 noutra pilar inclinado a definir, 2 em estacas e 2 na parede moldada.

6.

CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este relatório de projecto pretende ser um documento que possibilite uma melhor compreensão do projecto do Edifício de passageiros do novo Terminal de Cruzeiros de Leixões.

Este projecto, quer pelas suas características geométricas invulgares, ditadas pela Arquitectura, quer pela sua localização em ambiente marítimo agressivo, apresenta uma complexidade de modelação e análise, fora de comum, que permite reunir, neste relatório, um conjunto de assuntos bastante diversificado. O estudo dos vários temas tratados poderia ter sido mais aprofundado caso se tivesse escolhido como tema de estudo, apenas cada um dos temas apresentados, contudo esta abordagem geral dos vários temas permite ao leitor um melhor conhecimento do edifício e das várias condicionantes inerentes a este projecto de estruturas tão peculiar.

Os primeiros dois capítulos abordam temas introdutórios, dando conta das necessidades que levam à decisão de construção deste edifício, da sua arquitectura e da sua função. Dão conta ainda dos dados mais importantes do processo de concepção estrutural e das condicionantes que serão mais importantes no projecto de fundações e estruturas, sendo que, a principal condicionante, tem a ver com a implantação em meio marítimo agressivo potenciador de ocorrência de corrosão da armadura caso não sejam tomadas medidas preventivas. Algumas das medidas a tomar, são apresentadas na descrição dos vários materiais.

O terceiro capítulo incide sobre o material que motiva maiores preocupações quanto à sua durabilidade e aplicação no edifício. Ao optar pela apresentação do material a utilizar logo na parte inicial do trabalho, pretende-se familiarizar o leitor com os aspectos mais importantes do betão branco auto-compactável, nomeadamente quanto às preocupações referentes às suas características.

O facto de ser um material de pouca utilização, não só em Portugal mas também no resto do mundo, leva a que o seu comportamento não se encontre ainda perfeitamente caracterizado como acontece no caso dos betões mais correntes. Assim, a sua aplicação no ambiente agressivo do edifício, obriga a que a composição a utilizar cumpra dois requisitos fundamentais e interligados: ser compacto e ser resistente aos ataques do meio ambiente. Esta resistência consegue-se, entre outros aspectos, à custa de uma boa compactação do material, daí a interligação entre ambos os requisitos. Contudo, a boa compactação é essencial e imprescindível para um bom aspecto final do material, uma vez que este será aparente.

O objectivo deste capítulo, era realizar os ensaios da composição apresentada pela empresa responsável pelo fornecimento do cimento branco para o edifício, a SECIL. Contudo, a não possibilidade de fornecimento em tempo oportuno de metacaulinos, levou a que se tivesse realizado sobre uma primeira composição experimental elaborada por elementos do LABEST.

A nova composição foi elaborada de forma a responder às exigências estipuladas em projecto, nomeadamente as relativas ao comportamento do betão no seu estado fresco. Realizados os ensaios, constatou-se que dos vários parâmetros definidos para esse comportamento nem todos foram atingidos. Contudo os valores obtidos nas classes que não cumpriam o estabelecido eram bastante próximos do desejado pelo que se recomendou a realização de mais ensaios para um estudo mais aprofundado, que deverá culminar com a betonagem de uma peça à escala real para aferir da adequabilidade ou não da composição encontrada.

Apesar dos razoáveis resultados obtidos nos ensaios em betão fresco, o ensaio da resistência à penetração de cloretos da composição experimentada, apresentou valores que implicam uma resistência muito baixa à penetração deste elemento agressor. Ou seja, para o meio em que se insere, a composição não apresenta um comportamento satisfatório neste campo. Assim, aconselha-se a realização de outras composições, que incluam por exemplo a utilização de metacaulinos, pois a sua inclusão desta adição tenderá a melhorar a composição quanto à durabilidade.

No Capítulo 4 apresenta-se o modelo que serve de base aos cálculos de dimensionamento dos elementos do edifício. A alteração do modelo e o ajuste à estrutura correspondente ao projecto de execução foi o elemento que mais tempo consumiu ao autor do presente relatório, sendo que a apresentação do mesmo visa, alertar para as condicionantes inerentes a este tipo de análise de estruturas e dar a conhecer algum do trabalho realizado pelo autor.

O tempo dedicado a este capítulo na fase de trabalho de alteração do modelo, embora extenso, revelar-se-ia muito proveitoso e formativo no que concerne ao trabalho com o programa ROBOT. Ainda neste capítulo, ao realizar a análise do modelo, são também apresentados alguns pontos que servirão de base para o dimensionamento e o projecto de monitorização da estrutura.

Por fim, o Capítulo 5 introduz um tema que, cada vez mais em obras importantes, merece a atenção das equipas projectistas e dos próprios donos de obra, a monitorização. O projecto de monitorização permite uma compreensão do comportamento estrutural, possibilitando uma recolha de informação que permite ainda a avaliação precoce dos problemas que podem vir a ocorrer na estrutura. A explicação da função dos sistemas de monitorização é alvo de descrição no início do capítulo.

Uma vez identificados os principais problemas a que a estrutura estaria sujeita, o objectivo deste capítulo passou pela identificação das zonas do edifício de comportamento mais crítico de forma a compreender o funcionamento da estrutura e de fornecer dados para uma identificação atempada das patologias em que poderia incorrer. Ou seja, neste capítulo fornecem-se algumas indicações para o desenvolvimento do projecto de monitorização, sendo que, como é óbvio, informações mais completas e a especificação final da monitorização a implementar passe pela colaboração com especialista na área da monitorização.

Desenvolvimentos futuros

Nos parágrafos seguintes são destacadas as questões mais importantes a abordar em desenvolvimentos futuros.

- Acompanhamento pela equipa de projecto do estudo de uma nova composição de betão branco auto-compactável, de forma a garantir que este material apresenta características compatíveis com a sua utilização nas lâminas, nomeadamente no que diz respeito à resistência aos cloretos.
- Seria interessante, agora que já se possui um modelo completo, mas bastante “pesado”, proceder à sua simplificação, particionando-o em elementos menores e mais simples de analisar que possam permitir cálculos e ajustes mais rápidos e uma melhor sensibilidade de

algumas zonas da estrutura. Poder-se-á fazer essa divisão também por tipos de elementos estruturais como lajes, lâminas, pilares e caixas, etc.

- Outro aspecto muito útil na aproximação do modelo numérico à realidade, poderia ser o estudo do faseamento construtivo no tempo, de modo que o modelo contenha algumas das irregularidades geométricas, provenientes dos assentamentos dos pisos inferiores não se terem em conta quando se está a betonar uma nova laje que é sempre betonada de nível.
- Aproveitamento da aplicação em Excel desenvolvida pelo autor do trabalho, para o cálculo das cargas equivalentes do pré-esforço, tornando-a mais “user friendly” e adaptável a uma situação genérica, que possibilite uma maior facilidade de utilização noutros projectos.
- Desenvolver o projecto de monitorização identificando de forma mais pormenorizada os locais onde estabelecer os vários sensores, avaliando o objectivo e os resultados que se pretende obter com cada um deles.

BIBLIOGRAFIA

- AGRI-PRO AMBIENTE Consultores, S.A. - *Obras Marítimas do terminal de Cruzeiros de Leixões, Estudo de Impacte Ambiental, Resumo Não Técnico*. 2008.
- Azevedo, Álvaro F. M. - *Método dos Elementos Finitos*. 1ª Edição. Porto: 2003.
- Cavadas, Filipe José Moreira Guerra dos Santos - *Monitorização e Análise Do Comportamento De Pontes Metálicas Antigas: A Ponte Eiffel*. Dissertação de Mestrado do Mestrado Integrado em Engenharia Civil, Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2008.
- Coutinho, Joana de Sousa - *Materiais De Construção 2: 1ª Parte – Ligantes e Caldas*. Porto: FEUP, 2006.
- European Group Project - *The European Guidelines for Self-Compacting Concrete: Specification, Production and Use European*, Project Group SCC, 2005.
- Félix, Carlos Manuel da Silva - *Monitorização e análise do comportamento de obras de arte*. Dissertação de Doutoramento em Engenharia Civil, Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2004.
- Figueiras, Helena Isabel Maia - *Estudo e Desenvolvimento Experimental de Composições de Betão Auto-Compactável. Aferição das suas características mecânicas e de durabilidade*. Tese de Mestrado em Estruturas de Engenharia Civil, Porto: FEUP, 2006.
- Figueiredo, Elói João Faria - *Monitorização e avaliação do comportamento de obras de arte*. Dissertação de Mestrado em Estruturas de Engenharia Civil, Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2006.
- Fonseca, António Adão da; Nunes, Ângela - *Betão Branco: fabrico, características e utilização estrutural. Segundas Jornada de Estruturas de Betão*. (1998).
- Gjørv, O. E. - *Durability Design of Marine Structures - European Perspective*. Trondheim, Norway: Norwegian University of Science and Technology,
- Instituto da Meteorologia - *Normas Climatológicas - Porto, Serra do Pilar*. Disponível em WWW: www.meteo.pt
- IPQ - NP EN 12350 *Ensaaios de Betão Fresco Parte 2: Ensaio de Abaixamento*. 1999a.
- IPQ - NP ENV 1991-1 *Eurocódigo 1: Bases de projecto e acções em estruturas -Parte 1, bases de projecto*. 1999b.
- IPQ - NP EN 933 *Ensaaios das propriedades geométricas dos agregados*. 2000a.
- IPQ - NP EN 197-1 . *Parte 1, Composição, especificações e critérios de conformidade para cimentos correntes*. 2001a.
- IPQ - NP EN 207-1 *Cimento Parte 1: Composição, especificações e critérios de conformidade para cimentos correntes*. 2001b.
- IPQ - NP EN 1097 *Parte 3, determinação da baridade e do volume de vazios*. 2002a.
- IPQ - NP EN 1990 - *Eurocódigo 0 Bases para o projecto*. 2002b.
- IPQ - NP EN 12390-3 *Ensaaios de Betão Endurecido, Parte 3: Resistência à compressão dos provetes de ensaio*. 2003.

IPQ - NP EN 1992-1-1, *Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. 2004b.

IPQ - NP EN 206-1 *Betão Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade*. 2007c.

Lima, J. D'arga e; Monteiro, Vitor; Mun, Mary - *Betão Armado: Esforços Normais e de Flexão*. 5ª. Lisboa: LNEC, 1999.

LNEC - E 391 - *Determinação do módulo de elasticidade em compressão*. 1993.

LNEC - E 463 - *Determinação do coeficiente de difusão dos cloretos por ensaio de migração em regime não estacionário*. 2004a.

LNEC - E465 - *Betões: Metodologia para determinar as propriedades de desempenho do betão que permitem satisfazer a vida útil de projecto de estruturas de betão armado ou pré-esforçado sob as exposições ambientais XC e XS*. 2007a.

LNEC - E 464 - *Betões: Metodologia prescritiva para uma vida útil de projecto de 50 e de 100 anos face às acções ambientais*. 2007b.

Montgomery, Douglas C. - *Design and analysis of experiments*, 5ª Edição. Nova Iorque: 2001.

Nikishkov, G. P. - *Introduction to the Finite Element Method*. Aizu-Wakamatsu, Fukushima, Japan: University of Aizu, 2009.

NT Build 492 - *Concrete, mortar and cement-based repair materials: Chloride migration coefficient from non-steady-state migration experiments*. 1999c.

Nunes, Sandra Conceição Barbosa - *Betão Auto-Compactável: Tecnologia e Propriedades*. Dissertação de Mestrado em Estruturas de Engenharia Civil, Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2001.

Okamura, Hajime; Ouchi, Masahiro - *Self-Compacting Concrete*. Journal of Advanced Concrete Technology. Vol. 1. n.º 1 (2003). p. 5-15.

Ordem dos Engenheiros; SECIL - *Prémio Secil Engenharia Civil 2007*. Lisboa: Ordem dos Engenheiros, 2008

Pimenta, Olga Celine Loureiro - *Caracterização dos Betões Auto-Compactáveis*. Dissertação de Mestrado do Mestrado Integrado em Engenharia Civil, Lisboa: Instituto Superior Técnico, 2007.

Regulamento de estruturas de betão armado e pré-esforçado. Porto: Porto Editora, 1995.

Regulamento de segurança e acções para estruturas de edifícios e pontes. Porto: Porto Editora, 2000b.

Sampaio, Joaquim; Coutinho, Joana de Sousa; Sampaio, Maria Noémia - IBRACON - *Melhoria do Desempenho de Betões pelo Metacaulino*. Foz do Iguaçu, Brasil: 2001.

Skarendahl, Å.; Petersson, Ö. - *Self-Compacting Concrete: State-of-the-Art Report of RILEM Technical*. RILEM Publications S.A.R.L., 2000. ISBN 2-912143-23-3

Walraven, J. - 3rd International RILEM Symposium on Self-Compacting Concrete - *Structural aspects of self-compacting concrete*. Reykjavik, Iceland.: 2003.

ANEXO 1

Exemplo da utilização da folha de cálculo na obtenção das coordenadas dos cabos de pré-esforço

Piso	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Tramo	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
X=																
0,0	0,39	0,39	0,39	0,39	0,39	0,39	0,39	0,11	0,39	0,39	0,39	0,39	0,39	0,39	0,39	0,11
1,0	0,37	0,37	0,37	0,37	0,37	0,37	0,37	0,11	0,30	0,37	0,32	0,36	0,32	0,34	0,37	0,11
2,0	0,31	0,30	0,31	0,32	0,32	0,30	0,30	0,11	0,20	0,30	0,24	0,28	0,25	0,21	0,30	0,11
3,0	0,25	0,24	0,25	0,26	0,26	0,23	0,22	0,11	0,14	0,22	0,18	0,19	0,19	0,12	0,23	0,11
4,0	0,20	0,19	0,20	0,21	0,21	0,18	0,17	0,11	0,11	0,17	0,14	0,14	0,15	0,12	0,18	0,11
5,0	0,16	0,15	0,16	0,17	0,17	0,14	0,13	0,11	0,12	0,13	0,11	0,11	0,12	0,20	0,14	0,11
6,0	0,13	0,12	0,13	0,14	0,14	0,12	0,11	0,11	0,15	0,11	0,11	0,12	0,11	0,36	0,12	0,11
7,0	0,12	0,11	0,11	0,12	0,12	0,11	0,11	-	0,22	0,11	0,13	0,15	0,11	-	0,11	-
8,0	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11	0,12	0,13	-	0,32	0,13	0,16	0,21	0,14	-	0,12	-
9,0	0,12	0,13	0,12	0,11	0,11	0,14	0,16	-	0,38	0,18	0,22	0,30	0,17	-	0,15	-
10,0	0,13	0,16	0,14	0,12	0,12	0,18	0,21	-	-	0,23	0,29	0,38	0,22	-	0,19	-
11,0	0,16	0,20	0,17	0,14	0,15	0,23	0,27	-	-	0,31	0,36	-	0,29	-	0,24	-
12,0	0,20	0,26	0,22	0,18	0,18	0,30	0,35	-	-	0,39	0,39	-	0,36	-	0,32	-
13,0	0,25	0,33	0,27	0,22	0,22	0,38	0,39	-	-	-	-	-	0,39	-	0,38	-
14,0	0,31	0,38	0,34	0,27	0,27	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
15,0	0,37	-	0,38	0,33	0,33	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
16,0	-	-	-	0,38	0,38	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
x(PI1)	1,75	1,75	1,85	1,85	1,75	1,75	1,75	0,00	0,50	1,85	0,50	1,85	0,50	1,75	1,75	0,00
x(L/2)	7,99	7,30	7,80	8,40	8,37	7,01	6,64	3,48	4,40	6,40	5,65	5,40	6,23	3,52	6,89	3,44
x(PI2)	14,23	12,84	13,74	14,95	14,98	12,86	11,52	6,95	7,70	11,55	10,19	8,95	11,35	5,88	12,03	6,87
x(ultimo)	15,98	14,69	15,59	16,70	16,73	13,36	13,27	6,95	9,55	12,05	12,04	10,70	13,10	6,38	13,78	6,87
y(PI1)	0,33	0,32	0,32	0,33	0,33	0,32	0,32	0,11	0,36	0,31	0,37	0,29	0,37	0,25	0,32	0,11
y(L/2)	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11
y(PI2)	0,33	0,32	0,32	0,33	0,33	0,37	0,32	0,11	0,29	0,37	0,31	0,30	0,32	0,34	0,32	0,11
y(ultimo)	0,39	0,39	0,39	0,39	0,39	0,39	0,39	0,11	0,39	0,39	0,39	0,39	0,39	0,39	0,39	0,11

Tabela A1.1 – Coordenadas do cabo de pré-esforço para os vários tramos do piso 1

O referencial utilizado, situa-se no início de cada tramo, na face inferior do elemento, uma vez que a medição em obra da altura do cabo de pré-esforço nos vários pontos far-se-á a partir do nível da cofragem, uma vez que o cabo será colocado antes da betonagem.

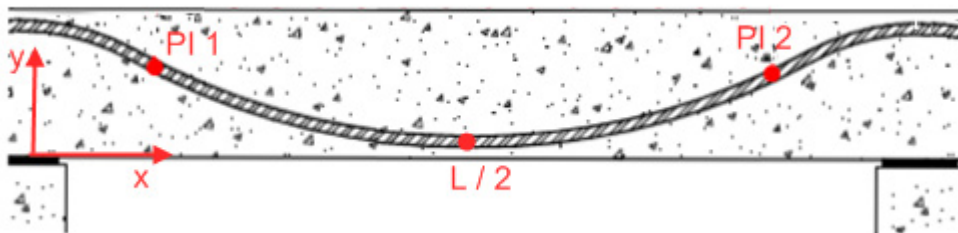


Figura A1.1 – Localização do referencial, dos pontos de inflexão e do meio vão.

Exemplos do perfil longitudinal do cabo. Este gráfico permite verificar se as coordenadas obtidas estão correctas.

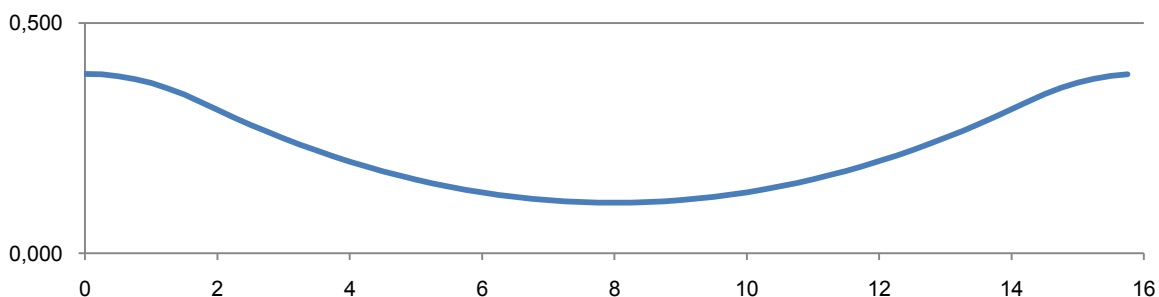


Figura A1.2 – Perfil longitudinal do cabo de pré-esforço no tramo 1 do piso 1.

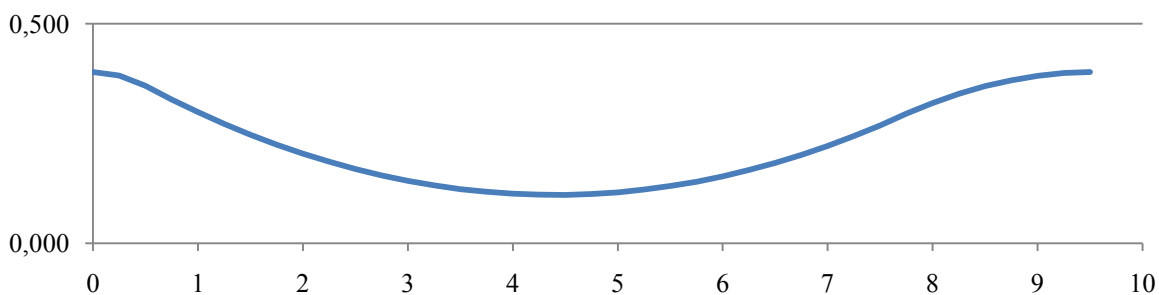


Figura A1.3 – Perfil longitudinal do cabo de pré-esforço no tramo 9 do piso 1.

ANEXO 2

Uma vez retirados os esforços, é possível proceder ao dimensionamento dos vários elementos que fazem parte do edifício. Este dimensionamento irá ser realizado para todos os elementos do edifício, que como se compreende pela complexidade e dimensão deste projecto, será uma tarefa bastante trabalhosa e meticulosa.

O dimensionamento que será realizado em seguida, foi feito de forma a expor todos os passos e todas as cautelas regulamentares tidas em conta para o elemento em causa. Uma vez que existe software com capacidade comprovada de cálculo, e que realiza o dimensionamento com base na regulamentação em vigor de uma forma muito mais rápida e sistemática, o dimensionamento em projecto recorrerá também a esses programas. Por exemplo, para o dimensionamento de estruturas porticadas recorrer-se-á ao software PAC-PÓRTICOS.

A secção que será alvo de dimensionamento será a representada por S1 na Figura A2.1. A secção da viga ($0,8 \times 1,9 \text{ m}^2$) é constante ao longo de todo o seu desenvolvimento



Figura A2.1 – Localização da secção em estudo

Em seguida estão representados os diagramas de envolvente dos vários esforços no tramo ao qual pertence a secção em estudo.

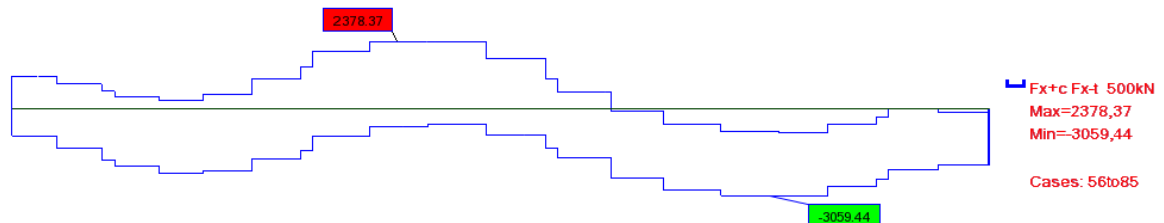


Figura A2.2 – Esforço axial

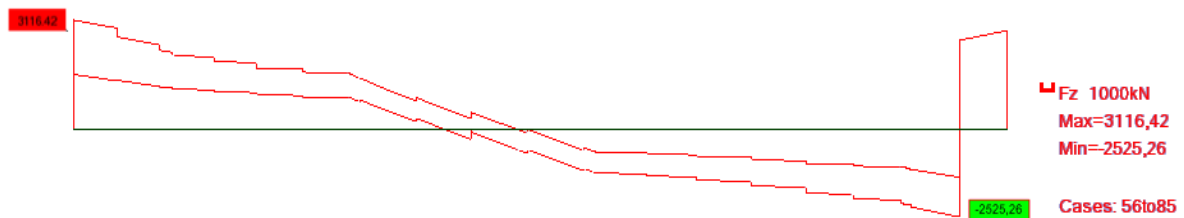


Figura A2.3 – Esforço transversal

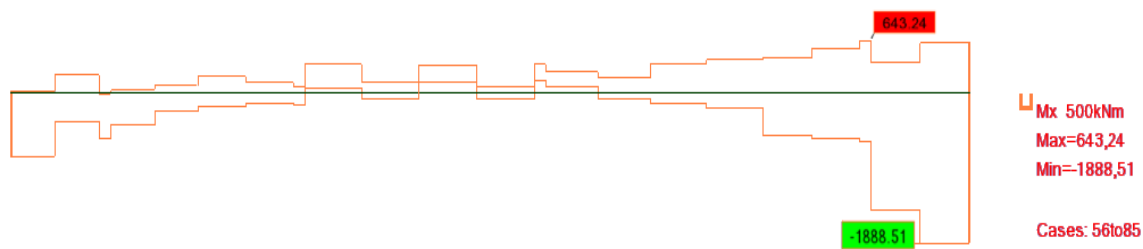


Figura A2.4 – Momento torsor

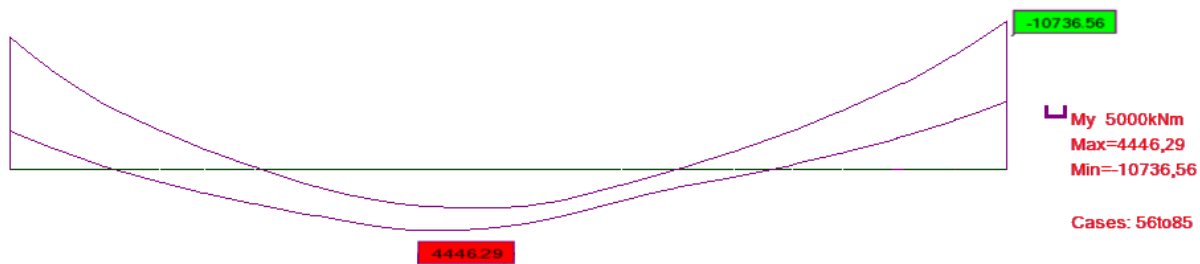


Figura A2.5 – Momentos de flexão.



Figura A2.6 – Momentos de flexão para as combinações de serviço.

Os esforços utilizados no cálculo das armaduras estão representados na Tabela A2.1.

Tabela A2.1 – Esforços de cálculo utilizados

	Valor
Esforço Transverso (kN)	1111.17 e -1385.05
Esforço Axial (kN)	2378.37 e -535.75
Momento de Flexão (kN.m)	4446,29
Momento de Torsão (kN.m)	127.74

Os cálculos apresentados tiveram por base o Eurocódigo 2 (2004b).

Cálculo da armadura de flexão

EC2 (7.9) $A_{s,min}$

Menor dos dois valores: $A_{s,min} = 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b_t \times d$ ou $A_{s,min} = 0,0013 \times b_t \times d$

$$A_{s,min} = 22,87 \text{ cm}^2$$

Calculo de A_s utilizando as tabelas do LNEC ((Lima, J.D.a.e. [et al.], 1999):

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \times h^2 \times f_{cd}} = \frac{4446,29}{0,8 \times 1,9^2 \times 23,3 \times 10^3} = 0,0661$$

$$\vartheta^+ = \frac{N_{sd}}{b \times h \times f_{cd}} = \frac{2378,37}{0,8 \times 1,9 \times 23,3 \times 10^3} = 0,0672$$

$$\vartheta^- = \frac{N_{sd}}{b \times h \times f_{cd}} = \frac{-535,75}{0,8 \times 1,9 \times 23,3 \times 10^3} = 0,0152$$

Das tabelas do LNEC vem: $\omega_{(\mu;\vartheta^+)} = 0,06$; $\omega_{(\mu;\vartheta^-)} = 0,075$;

$$\omega = \frac{A_s}{b \times h} \times \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \rightarrow 0,075 = \frac{A_s}{0,8 \times 1,9} \times \frac{500/1,15}{35/1,5} = 61,18 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{13\varnothing25} = 63,8 \text{ cm}^2$$

Disposições construtivas:

Verificação da distância mínima possível entre varões longitudinais EC2 (8.2.(2)). Maior dos três valores:

$$d_{\min.} = \max\{k_1 \times \varnothing; (d_g + k_2; 20\text{mm})\} = \max\{1 \times 25; (15 + 5); 20\} = 25 \text{ mm}$$

Ou seja o valor mínimo do espaçamento é de 25 mm.

Verificação se os 13 varões de $\varnothing25$ podem ser colocados numa só camada:

$$d_{\text{livre}} = 0,8 - 0,05 \times 2 - 13 \times 0,025 - 2 \times 0,01 = 0,355$$

Dividindo pelo número de espaços (12):

$$\frac{0,355}{12} = 0,029 \text{ m} = 29 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \text{ (O.K.)}$$

Cálculo da armadura de esforço transversal

EC2 (9.2.2.(5)) $A_{s,\min}$

$$\rho_{w,\min} = \frac{0,08\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0,08\sqrt{35}}{500} = 9,47 \times 10^{-4}$$

$$\rho_{w,\min} = \frac{A_{sw,\min}}{s} \times \frac{1}{b_w \times \sin\theta} \leftrightarrow 9,47 \times 10^{-4} = \frac{A_{sw,\min}}{s} \times \frac{1}{0,8 \times 1} \leftrightarrow A_{sw,\min} = 7,573 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Cálculo da armadura necessária (EC2 6.2.3(3))

$$V_{rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \times z \times f_{yd} \times \cot\theta \leftrightarrow 1385,05 = \frac{A_{sw}}{s} \times 0,9 \times 1,8 \times \frac{500 \times 10^3}{1,15} \times 2 \leftrightarrow$$

$$\leftrightarrow A_{sw} = 9,832 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \mathbf{\varnothing10(4r)//0,30} > A_{s,\min} \text{ (O.K.)}$$

$$V_{rd,m\acute{a}x} = \alpha_{cw} \times b_w \times z \times v_1 \times f_{cd} \times \frac{1}{\cot\theta \times \tan\theta} \leftrightarrow$$

$$\leftrightarrow V_{rd,m\acute{a}x} = 1 \times 0,8 \times 0,9 \times 1,8 \times 0,6 \times \frac{35 \times 10^3}{1,5} \times \frac{1}{2 \times 0,5} = 18144 \text{ kN}$$

$$V_{rd,s} < V_{rd,m\acute{a}x} \text{ (O.K.)}$$

Disposições construtivas:

EC2 (9.2.2.(6)) Espaçamento longitudinal máximo

$$S_{l,m\acute{a}x} = 0,75 \times d = 0,75 \times 1,8 = 1,35 > 0,30 \text{ (O.K.)}$$

EC2 (9.2.2.(8)) Espaçamento transversal máximo entre ramos de estribo: 60 cm. Impossível utilizar 2 ramos pois o espaçamento seria de 70 cm. Como se optou por utilizar 4 ramos é apenas necessário ter em conta a disposição de forma a não ultrapassar os 60 cm

Cálculo da armadura de torção

$$T_{ed} = 127,44 \text{ kN.m}$$

Segundo EC2 6.2.2.(5) para secções cheias, aproximadamente rectangulares só é necessária a armadura mínima desde que:

$$\frac{T_{ed}}{T_{rd,c}} + \frac{V_{ed}}{V_{rd,c}} < 1$$

$$T_{rd,c} = 2 \times v \times \alpha_{cw} \times f_{ctd} \times A_k \times t_{ef,i} \times \frac{1}{\cot\theta \times \tan\theta} =$$

$$= 2 \times 0,6 \times \left[1 - \frac{35}{500}\right] \times 1 \times 0,8424 \times 0,28 \times \frac{1}{2 \times 0,5} = 311 \text{ kN.m}$$

$$V_{rd,c} = \left[C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck})^{1/3} + k_1 \times \sigma_{cp} \right] b_w \times d =$$

$$= \left[\frac{0,18}{1,5} \times \left(1 + \sqrt{\frac{200}{1800}} \right) \times (100 \times 0,004432 \times 35)^{1/3} + 0,15 \times \frac{-535750}{800 \times 1900} \right] \times$$

$$\times 800 \times 1800 = 4984,75 \text{ kN}$$

$$\frac{127}{311} + \frac{1385,05}{4984,75} = 0,69 < 1 \text{ (O.K.)}$$

Cálculo da abertura de fenda

Segundo EC2 (7.3.1.(5)), $wk_{m\acute{a}x} = 0,3 \text{ mm}$

Momento flector correspondente ao início de fendilhação - M_{cr}

Força de compressão no betão: 1308,78 kN

Força de compressão na Armadura: 39,64 kN

Força de tracção no betão: 1186,08 kN

Força de tracção na Armadura:	160,33 kN
Posição do Eixo neutro:	0,97m
Momento de fendilhação - M_{cr} :	1755,54 kN.m

$M_{cr} = 1755,54 \text{ kN.m} < M_{ser} = 3170 \text{ kN.m}$ logo a secção está fendilhada

Cálculo da largura característica da fenda (ω_k), com base na secção fendilhada

Força de compressão no betão:	1763,74 kN
Força de compressão na Armadura:	122,39 kN
Força de tracção na Armadura:	1866,68 kN
Tensão de compressão no betão:	10,389 MPa
Tensão de compressão na armadura:	53,788 MPa
Tensão de tracção na armadura:	201,547 MPa
Posição do Eixo neutro:	0,4244m

Extensão média da armadura e extensão média do betão entre fendas

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}, \text{ EC2 (7.9)}$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = 0,00087$$

Distância máxima entre fendas, $S_{r,max}$

$$S_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff} \text{ EC2 (7.11),}$$

$$k_1 = 0,8; k_3 = 3,4; \rho_{p,eff} = 0,06387; S_{r,max} = 0,2365 \text{ mm}$$

Largura de fendas, ω_k

$$W_k = S_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}), \text{ EC2 (7.8)}$$

$$\omega_k = 0,206 < 0,3 \text{ mm (O.K.)}$$

Representação da secção transversal

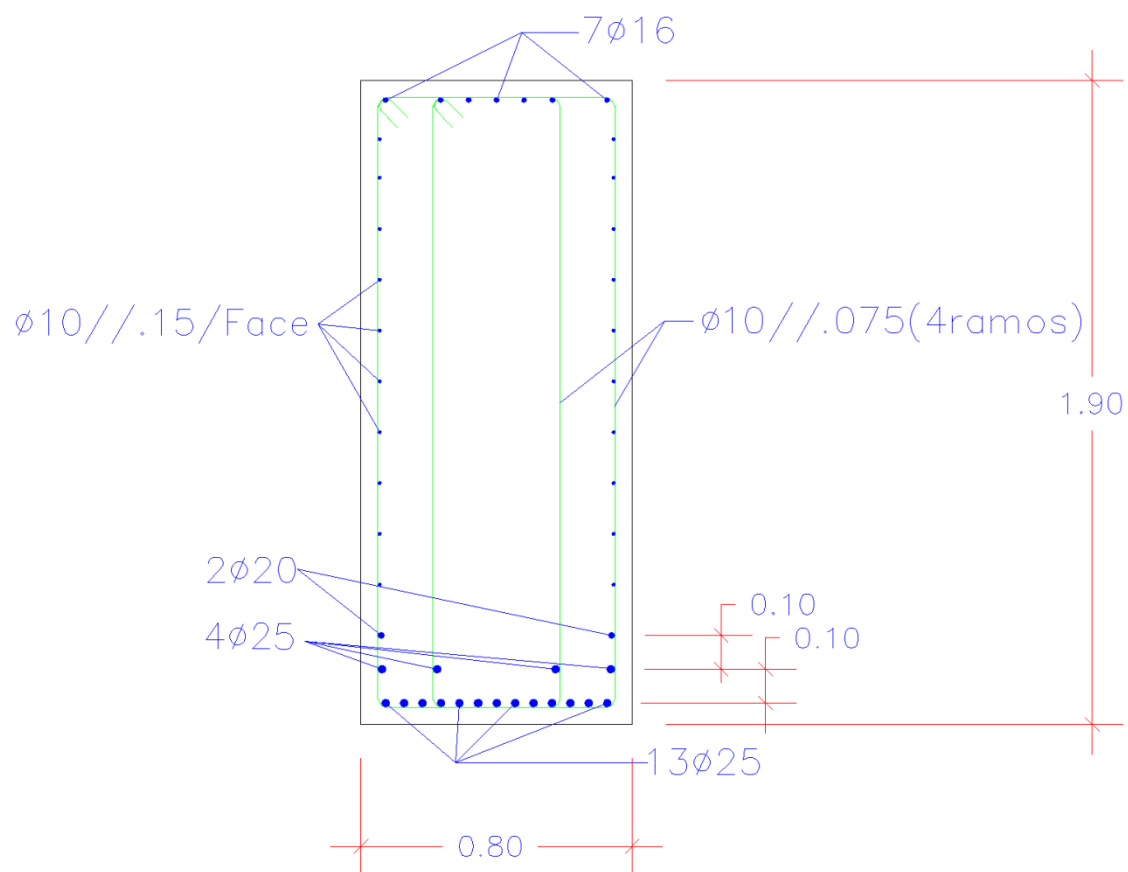


Figura A2.7 – Corte transversal da secção em estudo.